



ANDREA ATZENI
MASSIMILIANO SANNA

ELEMENTI DI COSTRUZIONI MARITTIME

**LA PROGETTAZIONE PROBABILISTICA COMPRESA
E NON COMPRESA NEI CODICI NTC 2018 ED EC**





ISBN
979-12-5994-667-6

PRIMA EDIZIONE
ROMA 11 FEBBRAIO 2021

INDICE

- 9 *Prefazione*
- 13 Capitolo I
Terreni di fondazione e materiali lapidei
1.1. Terreni di fondazione, 13 – 1.2. Parametri geotecnici, 14 – 1.3. Pressione totale, neutrale, efficace, 18 – 1.4. Prove di laboratorio, 19 – 1.4.1. *Prova edometrica standard*, 20 – 1.5. Materiali lapidei, 22 – 1.5.1. *Alterazione delle rocce*, 25 – 1.5.2. *Materiali lapidei nelle opere marittime*, 27 – 1.5.3. *Durabilità delle opere a gettata*, 34 – 1.5.4. *Verifiche di resistenza*, 36 – Appendice A1, 10 – A1.1. *Definizioni geometriche degli elementi lapidei*, 40 – A1.2. *Influenza della forma degli elementi sulle caratteristiche delle scogliere*, 44 – A1.3. *Volumi lapidei corrispondenti alle masse*, 48
- 51 Capitolo II
Cementi e calcestruzzi
2.1. Cementi, 51 – 2.2. Requisiti dei cementi, 53 – 2.3. Specificità del cemento Portland, 54 – 2.4. Specificità del cemento pozzolanico, 56 – 2.5. Specificità del cemento d'alto forno, 58 – 2.6. Calcestruzzi, 59 – 2.6.1. *Inerti*, 59 – 2.6.2. *Acqua*, 64 – 2.6.3. *Additivi*, 66 – 2.6.4. *Preliminarmente al getto*, 72 – 2.6.5. *Classi di resistenza*, 78 – 2.7. Cenni storici sulle calce idrauliche, 78
- 81 Capitolo III
Acciai, metalli, geotessili, legno
3.1. Acciai, 81 – 3.1.1. *Acciai per armature*, 84 – 3.1.2. *Ghise*, 85 – 3.2. Geotessili, 86 – 3.2.1. *Geosacchi, geotubi*, 88 – 3.3. Legno, 90
- 93 Capitolo IV
Durabilità e degrado dei calcestruzzi, dell'acciaio e del legno
4.1. L'ambiente marino, 93 – 4.2. Cause di deterioramento del cemento armato, 94 – 4.2.1. *Importanza del copriferro*, 94 – 4.2.2. *Cause del degrado*, 95 – 4.2.3. *Fluidi aggressivi della matrice cementizia*, 96 – 4.2.4. *Importanza dell'impermeabilità*, 100 – 4.2.5. *Classi di esposizione*, 101 – 4.2.6. *Degrado dovuto ai solfati*, 102 – 4.2.7. *Azioni meccaniche prodotte dal moto ondoso*, 105 – 4.2.8. *Effetti della temperatura*, 106 – 4.2.9. *Comportamento del calcestruzzo durante la maturazione*, 107 – 4.2.10. *Fattori chimici e biologici*, 109 – 4.3. La corrosione del ferro e i mezzi per contrastarla, 111 – 4.3.1. *Acciai legati*, 114 – 4.4. Il degrado e la protezione del legno in ambiente marino, 116
- 119 Capitolo V
NTC 2018. Progettazioni non incluse nei codici europei
5.1. Progettazione deterministica, 119 – 5.2. Incertezze statistiche sui dati, 120 – 5.3. Metodi progettuali, 121 – 5.4. Vita nominale di progetto e periodo di riferimento, 122 – 5.5. Eurocodici, 124 – 5.6. Input progettuali non inclusi nei codici europei, 127 – 5.6.1. *I dati mareografici*, 127 – 5.6.2. *I dati di moto ondoso al largo*, 128 – 5.6.3. *Analisi degli eventi estremi sui dati di moto ondoso al largo*, 129 – 5.6.5. *Trasformazione delle onde da largo a costa*, 131 – 5.7. Incertezze progettuali, 138 – Appendice

A5, 139 – A5.1. *Serie annuali e serie limitate inferiormente (pot)*, 139 – A5.2. *Le distribuzioni statistiche di Gumbel e Weibull*, 141 – A5.3. *Il metodo esteso dei minimi quadrati*, 141 – A5.4. *Distribuzione discreta di Poisson*, 144

147 Capitolo VI

Progettazione geotecnica delle opere marittime

6.1. Coefficienti di sicurezza, 147 – 6.2. Stato limite ultimo di sollevamento (UPL), 148 – 6.3. Stato limite ultimo di sifonamento (HYD), 148 – 6.4. Opere di fondazione e di sostegno, 149 – 6.4.1. *Fondazioni superficiali*, 149 – 6.4.2. *Fondazioni su pali*, 150 – 6.4.3. *Pali soggetti a carichi orizzontali*, 152 – 6.4.4. *Opere di sostegno*, 158 – 6.4.5. *Paratie di banchina*, 160 – 6.5. Erosione al piede delle banchine, 166 – 6.5.1. *Il getto dell'elica*, 166 – 6.5.2. *Navi che attraccano di poppa*, 168 – 6.5.3. *Navi che attraccano in andana*, 170 – 6.6. Miglioramento del terreno, 170 – 6.6.1. *Sopra la falda*, 171 – 6.6.2. *Sotto la falda*, 171 – 6.6.3. *Miglioramento nelle aree marine sommerse*, 171 – 6.6.4. *Vibro-sostituzione*, 171 – 6.6.5. *Calcolo dei cedimenti*, 174 – 6.6.6. *Jet-grouting*, 175 – 6.6.7. *Esempio di Vibro-Sostituzione su un Terreno Sommerso*, 176

179 Capitolo VII

Opere di difesa a gettata

7.1. Progettazione deterministica delle scogliere, 179 – 7.1.1. *Formula di Hudson*, 176 – 7.2. Forma probabilistica delle formule, 182 – 7.3. Coefficienti parziali su carichi e resistenze, 184 – 7.3.1. *Equazioni dei coefficienti di sicurezza parziali*, 184 – 7.4. Recenti ricerche sulle opere di difesa, 186 – 7.5. Dimensionamento delle opere di difesa a gettata, 187 – 7.5.1. *Scarpa del paramento di valle*, 187 – 7.5.2. *Limiti inferiore e superiore della mantellata*, 188 – 7.5.3. *Larghezza della scogliera al coronamento*, 189 – 7.5.4. *Spessore della mantellata*, 189 – 7.5.5. *Larghezza della berma*, 189 – 7.5.6. *Strati filtro e relativi spessori*, 190 – 7.5.7. *Massa degli elementi del nucleo*, 190 – 7.5.8. *Grado di assortimento dei massi*, 190 – 7.5.9. *Calcolo della massa degli elementi lapidei*, 193 – 7.5.10. *Massiccio di coronamento*, 193 – 7.6. Mantellate di massi artificiali, 195 – 7.6.1. *Elementi di forma cubica (cubi e cubi antifer)*, 198 – 7.6.2. *AccropodiTM*, 201 – 7.6.3. *Core-locTM*, 202 – 7.6.4. *X-blocTM*; *X-blocplusTM*, 203 – 7.6.5. *Tetrapodi*, 205 – 7.6.6. *Dolos*, 207 – 7.7. Criteri costruttivi delle opere a gettata, 210 – 7.8. Verifiche, 211 – 7.8.1. *Capacità portante del terreno di fondazione*, 212 – 7.8.2. *Cedimenti e consolidazione*, 220 – 7.8.3. *Stabilità d'insieme scogliera-terreno*, 224 – 7.8.4. *Effetti sismici*, 227 – Appendice A7.1, 228 – Appendice A7.2, 229 – A7.2.1 *Trasmissione dell'onda nei frangiflutti tracimabili*, 229 – Appendice A7.3, 231 – A7.3.1 *Esempio applicativo Core-locTM*, 231

235 Capitolo VIII

Opere di difesa a paramento verticale

8.1. Richiami di idraulica marittima, 235 – 8.2. Cenni storici e danni recenti, 236 – 8.3. La progettazione delle opere di difesa a parete verticale nel Mediterraneo, 238 – 8.4. Opere a parete riflettente e composite, 241 – 8.5. Spinta delle onde frangenti, 243 – 8.6. Difese a parete verticale in Giappone, 248 – 8.6.1. *Pressione delle onde sulle difese a parete verticale*, 248 – 8.6.2. *Calcolo delle pressioni secondo Goda*, 249 – 8.8. Masso guardiano, 253 – 8.9. Mantellata dello scanno, 254 – 8.10. Progettazione probabilistica, 255 – 8.10.1. *Verifica collasso per scorrimento*, 256 – 8.10.2. *Verifica collasso per ribaltamento*, 257 – 8.10.3. *Verifica collasso dello scanno*, 257 – 8.11. Verifiche del terreno di fondazione, 260 – 8.11.1. *Verifica della capacità portante*, 260 – 8.11.2. *Cedimenti e consolidazione*, 260 – Appendice A8, 261

265 Capitolo IX

Sormonto delle onde

9.1. Sormonto e Run-up, 265 – 9.2. Trasformazioni delle onde, 265 – 9.3. Periodo dell'onda, 266 – 9.4. Altezza di risalita dell'onda e portata del sormonto, 267 – 9.5. Relazione $H_{m0} / H_{1/3}$, 271 – 9.6. Periodo di ritorno e incertezze sui dati, 271 – 9.7. Run-up al 2%, 271 – 9.8. Fattori d'influenza, 272 – 9.9. Calcolo del volume massimo tracimato, 274 – 9.10. Opere di difesa costiera soggette a

	sormonto, 275 – 9.10.1. <i>Difese radenti</i> , 275 – 9.10.2. <i>Frangiflutti paralleli affioranti e sommersi</i> , 280 – 9.11. Opere di difesa portuali, 281 – 9.11.1 <i>Opere di difesa a gettata</i> , 282 – 9.11.2. <i>Opere di difesa a paramento verticale</i> , 285
291	Capitolo X Progettazione sismica delle opere marittime 10.1 Statistica dei terremoti, 291 – 10.2. Zone sorgente e propagazione dei terremoti, 291 – 10.3. Probabilità di superamento degli eventi sismici, 293 – 10.3.1. <i>Probabilità di superamento dell'evento sismico in funzione degli stati limite</i> , 293 – 10.4. Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche, 295 – 10.5. Successione da seguire per la definizione degli spettri, 297 – 10.6. Esempi di danni sulle opere portuali, 298 – 10.6.1. <i>Banchine a gravità</i> , 298 – 10.6.2. <i>Banchine a paratie</i> , 299 – 10.6.3. <i>Banchine a giorno</i> , 300 – 10.6.4. <i>Opere di difesa portuali</i> , 300 – 10.7. Liquefazione, 301 – 10.8. Verifica sismica delle banchine a gravità, 305 – 10.9. Banchine a paratie tirantate, 308 – 10.10. Banchine a giorno, 310 – 10.11. Opere di difesa a gettata, 311
317	<i>Ringraziamenti</i>
319	<i>Bibliografia</i>
323	<i>Indice analitico</i>

PREFAZIONE

Nel marzo del 2016 uno degli autori (A. Atzeni) ha tenuto una serie di seminari di Aggiornamento Professionale presso l'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Cagliari. Gli argomenti trattati hanno riguardato le materie delle Costruzioni dell'ingegneria civile, con particolare riferimento alle Costruzioni marittime. In particolare i seminari hanno affrontato i temi delle fondazioni delle opere e dei materiali da costruzione più diffusamente impiegati con i richiami alle normative non vincolanti come il Rock Manual 2007 e a quelle vincolanti delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 e degli Euro Codici. Il problema del sormento delle opere di difesa marittime è stato affrontato avendo a riferimento il manuale EurOtop 2008.

Il presente libro vuole essere una rivisitazione ampliata e aggiornata dei Seminari. L'Opera si è resa possibile per merito della collaborazione fattiva dell'ing. Massimiliano Sanna di Genova che ha mostrato particolare interesse per le Costruzioni marittime. Il lavoro è stato svolto riprendendo le diapositive del Seminario, ampliando e aggiornando gli argomenti secondo le NTC 2018, gli Euro Codici, il manuale EurOtop 2018 e il Rock Manual 2007 e 2012.

Il Libro è condensato in dieci Capitoli alcuni dei quali arricchiti con esempi che potranno essere utili didatticamente e professionalmente, argomenti di approfondimento e ulteriori esempi applicativi.

In breve, il Volume può essere suddiviso in quattro parti. Una prima parte dedicata all'ambiente marino, le caratteristiche specifiche dei fondali marini richieste per la fondazione delle opere, i materiali lapidei di costruzione con una particolare attenzione alla durabilità delle opere a gettata e i criteri di classificazione dei massi di mantellata, filtro e nucleo come formulati dal Rock Manual, 2012. Sempre con l'attenzione alla durabilità dei materiali, in questa prima parte sono trattati oltre ai materiali lapidei anche gli altri materiali da costruzione: calcestruzzi, acciai, ghise, geotessili, geosacchi, geotubi e legno, la loro durabilità a contatto con il mare e/o con l'ambiente marino, le cause del degrado e i principali rimedi.

La seconda parte riprende i metodi di progettazione delle opere civili seguendo le prescrizioni delle NTC 2018 e degli Eurocodici. Sono riportati i criteri di miglioramento del terreno di fondazione delle opere sommerse come i metodi del JET-GROUTING e in particolare, anche con un esempio, quelli della vibro-sostituzione. Sono trattate anche quelle opere d'interesse delle Costruzioni marittime non incluse nei Codici, le fonti dei dati mareografici, i criteri per la determinazione degli eventi estremi come il livello del mare e il moto ondoso di cui viene dato un esempio numerico di calcolo. Sempre in questa parte è riportato un elenco di modelli

numerici di trasformazione delle onde, di calcolo delle correnti marine, di calcolo dell'agitazione nei porti, di trasporto dei sedimenti e di simulazione delle manovre delle navi nei porti.

La terza parte è dedicata alle opere di difesa dei porti, a gettata e a paramento verticale. Sono esaminati in dettaglio i criteri progettuali delle scogliere con mantellate in materiale lapideo e massi artificiali di varie forme. Sono comprese le verifiche sulle capacità portanti dei terreni nei termini prescritti dalle NTC 2018, le verifiche di stabilità delle scogliere e del massiccio di coronamento, e i cedimenti di consolidazione. Per quanto riguarda le opere di difesa a paramento verticale e composite, sono trattate quelle riflettenti e quelle soggette a forze impulsive. Sono trattati in particolare i criteri progettuali seguiti nel Mediterraneo e in Giappone ove questo tipo di opere sono nate e si sono sviluppate; sono trattate le verifiche al collasso in termini di progettazione probabilistica secondo i coefficienti parziali riportati nel CEM e quelle dei terreni di fondazione.

Di tutte le opere di difesa, anche quelle di protezione dei litorali, seguendo gli EurOtop 2018 sono trattate le verifiche del sormonto delle onde mettendo in conto le caratteristiche delle onde incidenti, il loro Run-up, la portata specifica trasmessa e il volume massimo prodotto dalla tempesta. Il sormonto delle onde che attaccano le opere di difesa è direttamente legato alle caratteristiche dell'opera e del fondale antistante, alla forma e alla struttura dell'opera investita in funzione dell'altezza e del periodo dell'onda incidente al piede. Per questo il sormonto è trattato con riferimento allo specifico tipo di opere interessate: le difese radenti, i frangiflutti paralleli e le difese portuali riportando, caso per caso i calcoli del Run-up al 2% ove presente, la portata del sormonto e il volume massimo tracimato prodotto durante un'assegnata tempesta. Le formule di calcolo del sormonto sono riferite alle condizioni applicative. Alcuni esempi completano questa terza parte. Particolarmente interessate è risultata l'importanza di disporre del volume massimo tracimato, un nuovo parametro a cui associare il rischio dei mezzi, delle persone e dei materiali esposti all'azione distruttiva del sormonto.

Infine, la quarta parte è dedicata alla progettazione delle opere marittime in presenza di eventi sismici riprendendo l'argomento trattato nel libro *Lezioni di Costruzioni Marittime*, seconda edizione, 2015 e integrandolo con gli aggiornamenti delle NTC 2018. Dopo una rassegna dei danni prodotti dai terremoti sulle diverse tipologie di opere marittime, è trattata la progettazione delle banchine a gravità e di altre opere marittime esposte a eventi sismici, con un esempio finale sulla verifica di una banchina a gravità.

Nella stesura degli argomenti trattati è apparso opportuno soffermare l'attenzione su alcuni materiali, come i cementi e i materiali lapidei, essenziali nelle costruzioni civili non tanto per invogliare gli ingegneri ad acquisire la massima specializzazione nel campo dei materiali ma piuttosto per renderli in grado di affrontare con specialisti e produttori di calcestruzzi e cava-tori in maniera proficua gli incontri preliminari necessari alla scelta delle specifiche dei materiali da impiegare nelle opere importanti.

Un altro aspetto considerato importante, trattato con cura, riguarda l'esame delle cause del degrado dei calcestruzzi in presenza di agenti aggressivi, in ambiente marino e in acqua di

mare; di come salvaguardarne la durabilità sotto gli effetti della temperatura, di fattori chimici e biologici anche in riguardo alla loro distanza dalla riva. Altre considerazioni sono riferite sulla durabilità degli acciai e acciai speciali e del legno largamente impiegati nelle opere costiere.

Cagliari, Marzo 2021

CAPITOLO I

TERRENI DI FONDAZIONE E MATERIALI LAPIDEI

1.1. Terreni di fondazione

Nell'insieme dei fattori che contribuiscono alla formazione dell'opera marittima, assume importanza fondamentale il terreno su cui la costruzione dev'essere fondata. La rilevanza del terreno di fondazione, tenuto in conto che il suo comportamento, la sua resistenza, la sua deformabilità e quindi l'efficacia dell'opera marittima dipendono fortemente dal suolo su cui essa sarà fondata. In linea generale, i suoli sui quali sono fondate le opere marittime sono costituiti da rocce frammentate delle più variate dimensioni o compatte o anche fratturate che ne caratterizzano il proprio comportamento dal punto di vista geotecnico. I frammenti di roccia che compongono il suolo sono il risultato di azioni fisiche, chimiche, meccaniche, termiche subite dalle rocce superficiali nei Periodi e nelle Ere geologiche cui si attribuisce nella geotecnica il nome generico di *terreno* per marcare la specifica caratteristica che lo distingue in termini geotecnici dalle rocce più o meno integre e comunque poco contaminate dall'azione atmosferica.

Nel suo insieme il terreno è schematizzabile dal punto di vista geotecnico come un aggregato di particelle solide (i granuli) di forma irregolare, di varia dimensione, separate da spazi (interstizi) vuoti od occupati in toto o in parte da acqua. Una distinzione importante riguarda l'evoluzione subita dal terreno dopo la sua formazione a seconda che esso resti sul posto, nel qual caso assume il nome di *terreno residuo*, oppure sia trasportato fuori dell'area di formazione da vettori idraulici, come correnti fluviali e/o marittime, e/o aerei che danno luogo a un *terreno trasportato*.

In generale, per il sostegno delle strutture di fondazione, i terreni residui sono più adatti dei terreni trasportati. Questi ultimi, infatti, sono spesso di qualità scadente, poiché il deposito avviene con il massimo spazio vuoto tra i granuli e occorrono tempi lunghi perché si producano processi spontanei di avvicinamento reciproco (compattazione) e di adesione (cementazione). Tali processi possono attivarsi, il primo per gravità con l'aumento dell'altezza della colonna che sovrasta i granuli adiacenti o per azioni tettoniche e, il secondo, per effetto del prolungato contatto tra i granuli che aumenta con il trascorrere del tempo (per invecchiamento)¹. I terreni trasportati coesivi, spesso, possiedono qualità negative per le fondazioni: scarsa capacità portante e gran deformabilità. I terreni trasportati subacquei conservano più a lungo le loro qualità negative, specialmente quelli composti di granuli molto fini (limi e argille), infatti, in questo caso, la compattazione naturale del peso proprio è contrastata dalla sottospinta dell'acqua e la cementazione dalla proprietà solvente che l'acqua esercita nei confronti di molti solidi. A conferma di quanto detto, nelle lagune e nei mari antistanti (ove spesso le costruzioni marittime si realizzano) si trovano banchi di sedimenti limosi o argillosi con capacità portanti in pratica nulle per tutta la potenza dello strato, senza differenza di compattazione apprezzabile dagli strumenti d'indagine tra lo strato più superficiale e quello più profondo.

Anche le rocce naturali, non ancora trasformate dall'azione atmosferica possono essere sede di fondazione di opere civili e marittime. Il loro effetto nei confronti delle fondazioni presenta

¹ La cementazione per invecchiamento, un tempo riconosciuta solo per i materiali coesivi, è stata recentemente valutata di notevole importanza anche per i terreni incoerenti.

comportamenti differenti a seconda che siano rocce compatte ed estese oppure frantumate. Nel primo caso, anche se le rocce compatte sono comunque sempre interessate da una rete di sottili fratture frutto del raffreddamento differenziato delle varie parti, la progettazione della fondazione può essere di più facile soluzione mentre nel secondo occorre valutare se possano essere assimilate al terreno residuo o anche a quello trasportato. Altro caso complesso s'incontra quando la fondazione poggia in parte su roccia compatta e in parte su roccia fratturata o anche su terreno residuo o trasportato.

Come meglio si vedrà nel § 1.4 le rocce naturali sono definibili come aggregati compatti e molto spesso eterogenei di minerali uniti secondo modalità che variano in funzione del processo che le ha originate. La grande varietà litologica che si riscontra sulla crosta terrestre è imputabile ai diversi processi geologici, ai diversi ambienti di formazione ed alla composizione chimico-mineralogica. I processi responsabili della genesi delle rocce sono diversi e comprendono la solidificazione del magma, la litificazione di sedimenti originati dalla degradazione di rocce preesistenti e l'esposizione di quest'ultime a condizioni caratterizzate da elevate pressioni e/o temperature, tutti nell'ambito di complessi equilibri chimici e termodinamici. La prima grande ripartizione è quella tra rocce endogene, ossia di origine interna alla crosta terrestre, ed esogene, ossia di origine superficiale come i sedimenti pelagici. Tutte le rocce possono poi aver subito una trasformazione per metamorfosi e ricostituito ammassi rocciosi compatti.

1.2. Parametri geotecnici

Per valutare le capacità portanti di un terreno di fondazione e le implicazioni connesse con il regime idrodinamico della falda che può interessare il sito è essenziale conoscerne i parametri geotecnici. Con questo termine si intendono le quantificazioni delle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno e quelle idrodinamiche della sua falda. Nella Tab. 1. I è riportato l'elenco dei parametri geotecnici dimensionali e le norme di riferimento da considerare nella progettazione delle opere di fondazione.

Tabella 1. I. Norme di riferimento/guida nella progettazione delle opere di fondazione.

Parametro geotecnico	u. m.	Principali riferimenti tecnici
Angolo d'attrito (Φ')	(°)	Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche da Associazione Geotecnica Italiana (brevemente A.G.I.)
Coesione (c')	(kPa)	Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (A.G.I.)
Coesione apparente (c_u)	(kPa)	Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (A.G.I.)
Densità (ρ)	(kg/m ³)	International Society for Rock Mechanics (I.S.R.M.) 1979 <i>"Suggested Methods for Determining Water Content, Porosity, Density, Absorption and Related Properties and Swelling and Slake-Durability Index Properties"</i>
Peso di volume (γ)	(kN/m ³)	
Modulo elastico	(MPa)	Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (A.G.I.)
Modulo edometrico	(MPa)	Metodo Casagrande (1936)
Permeabilità	(m/s)	Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (A.G.I.)

Dall'analisi granulometrica condotta mediante la setacciatura del campione di terreno è possibile stabilire le frazioni granulometriche del campione di terra in funzione delle dimensioni dei

granuli che lo compongono. Nella tabella 1. II sono riportate alcune classificazioni dei materiali granulari. Come mostra la tabella, le diverse classificazioni distinguono i terreni a grana fine (argille e limi) da quelli a grana grossa (sabbie, ghiaie/ciottoli, massi). I terreni a grana più fine (argille) presentano la caratteristica fisica della coesione e sono detti *coesivi*, quelli a grana meno fine (limi e sabbie molto fini) possono presentare in certe condizioni di umidità una *coesione apparente* che scompare quando viene a mancare tale condizione, le altre sabbie rientrano nella categoria dei *materiali non coesivi* (coesione nulla), detti anche *attritivori*.

Accanto alle grandezze dimensionali occorre tener presenti quelle adimensionali. Detto V_v il volume dei vuoti, intendendosi con questo termine la parte di volume non occupata dai granuli, la *porosità*, n , è il rapporto tra questo volume e quello totale, V , e la si indica in percentuale

$$n = \frac{V_v}{V}. \quad (1.1)$$

Si definisce *indice dei vuoti*, e , il rapporto tra il volume dei vuoti e il volume, V_g , dei granuli

$$e = \frac{V_v}{V_g} \quad (1.2)$$

e lo si indica in percentuale. Essendo $V = V_v + V_g$, tra la porosità e l'indice dei vuoti esistono le relazioni

$$n = \frac{e}{1+e}, \quad (1.3)$$

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (1.4)$$

Tabella 1. II. Principali classifiche granulometriche. (fonte: Cestelli Guidi C. Geotecnica e tecnica delle fondazioni", V. 1).

CLASSIFICHE

Clay	Silt			Sand			Gravel		
	Fine	Medium	Coarse	Fine	Medium	Coarse			
	0,002	0,006	0,02	0,06	0,2	0,6	2	60	

M.I.T. MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY

Argilla	Limo	Sabbia	Ghiaia	
0,002		0,075	2	75

A.A.S.H.O.

Argilla	Limo	Sabbia	Ghiaia	
0,002	0,02	2		

A.G.I. ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA

Argilla	Limo	Sabbia	Ghiaia	
0,002		0,08	2	60

C.P. 2001

Argilla	Limo	Sabbia	Ghiaia	Ciottoli blocchi	
	0,005	0,05	2	70	

COMMISSIONE MAT. STRADALI DEL C.N.R.

Clay (C) or Silt (M)	Sand (S)			Gravel (G)		Cobble	Boulder	
	Fine	Medium	Coarse	Fine	Coarse			
	#200	#40	#10	#4	3/4in	3in	12in	

ASTM / U.S.B.R. UNITED SYSTEM BUREAU OF RECLAMATION

Ton	Schluff		Mo	Sand			Kies			Stein		
	Fina	Grossa		Fina	Media	Grossa	Fina	Media	Grossa			
	0,002	0,006	0,02	0,05	0,1	0,2	0,5	1	2	5	15	30

DIN / DEUTSCHEN GESELSCHAFT BODEN MECHANIKDEGEBO

Argiles	Limons	Sables				Gravels	Graviers	Cailloux	Pierres	Blocs		
		Fine	Fins	Moy	Gros							
0,00012	0,004	0,062	0,125	0,25	0,5	1	2	4	16	64	256	

CHAMBRE SYNDICALE DE LA RECHERCHE ET LA PRODUCTION DE PETROLE

La frazione, S , del volume dei vuoti occupata dall'acqua è detta *grado di saturazione* e si ottiene mettendo a rapporto il volume dell'acqua, V_w , con il volume dei vuoti V_v

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad (1.5)$$

da misurare, convenzionalmente, in percentuale. Un terreno secco ha grado di saturazione $S = 0\%$; un terreno saturo ha $S = 100\%$.

Il *contenuto d'acqua*, w , sempre misurato in percento, è il rapporto tra la massa dell'acqua contenuta nel campione di terra, M_w , e quella dei granuli, M_g

$$w = \frac{M_w}{M_g} \quad (1.6)$$

Nel terreno secco si ha $w = 0\%$; in generale, però, $w < 100\%$. Solitamente, nei terreni argillosi, quelli che possono avere il massimo contenuto d'acqua, questo è compreso tra il 20 e il 70%. La conoscenza dei parametri geotecnici sopra elencati, consente di valutare anche il comportamento deformativo del terreno in esame e quindi anche i cedimenti manifestati dallo stesso a seguito dell'instaurazione del carico agente costituito dall'opera marittima. È necessario precisare che in letteratura si possono ricavare ulteriori informazioni e riferimenti bibliografici utili oltre a quelli riportati negli schemi appena elencati e definiti. Infine, è fondamentale conoscere la densità e il peso di volume di tutti i materiali coinvolti nelle costruzioni.

La *densità dell'acqua*, ρ , è il rapporto tra la massa dell'acqua, M_w , e il suo volume, V_w ,

$$\rho = \frac{M_w}{V_w} \quad (1.7)$$

e si misura in kg/m^3 . Convenzionalmente, in sede progettuale, l'acqua dolce ha densità $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$, l'acqua di mare, nel Mediterraneo, ha la densità $\rho = 1030 \text{ kg/m}^3$. Il peso dell'unità di volume dell'acqua, γ , comunemente detto *peso specifico*, si ottiene moltiplicando la sua densità per l'accelerazione di gravità ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)

$$\gamma = \rho g.$$

Con le unità riportate sopra il peso di volume si misura in N/m^3 , o anche in kN/m^3 .

La *densità dei granuli*, ρ_g , è il rapporto tra la massa dei granuli, M_g , del campione e il suo volume V_g

$$\rho_g = \frac{M_g}{V_g}. \quad (1.8)$$

I granuli di quarzo hanno densità $\rho_g = 2650 \text{ kg/m}^3$; i granuli di argilla hanno di solito densità $2650 \leq \rho_g \leq 2800 \text{ kg/m}^3$.

La densità, ρ_t , di un campione di terra è data dal rapporto della somma della massa dei granuli, M_g , più quella dell'acqua, M_w , contenuta tra essi rispetto al suo volume

$$\rho_t = \frac{M_g + M_w}{V}. \quad (1.9)$$

Se il campione non contiene acqua (campione secco) la sua densità, ρ_d , è

$$\rho_d = \frac{M_g}{V} \quad (1.10)$$

Il *peso dell'unità di volume* di un campione di terra, γ_t , si ottiene moltiplicando la sua densità per l'accelerazione di gravità g

$$\gamma_t = \rho_t g \quad (1.11)$$

e si misura in kN/m^3 . Un *campione saturo* di terra ha peso di volume $\gamma_{\text{sat}} = (\rho_d + \rho)g$. Un *campione immerso* di terra ha peso di volume $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma$.

Una grandezza scalare importante per conoscere le caratteristiche meccaniche di una sabbia e di una ghiaia è data dalla *densità relativa*, D_R . Dato l'indice dei vuoti del campione, e_0 , e la sua densità, ρ_d , si ha

$$D_R = \frac{e_{\text{max}} - e_0}{e_{\text{max}} - e_{\text{min}}} = \frac{\rho_{d \text{ max}}}{\rho_d} = \frac{\rho_d - \rho_{d \text{ min}}}{\rho_{d \text{ max}} - \rho_{d \text{ min}}} \quad (1.12)$$

In generale, le prove da attuare per conoscere le caratteristiche del terreno di fondazione e i parametri geotecnici si suddividono in prove in situ e di laboratorio. Le principali prove in situ, eseguite mediante pozzi esplorativi e trincee, e terebrazioni quali, trivellazioni e sondaggi, hanno lo scopo di conoscere la stratigrafia del terreno. I pozzi esplorativi e le trincee permettono di visionare direttamente la stratigrafia dell'area scavata anche prelevando *campioni disturbati*. Nella trivellazione l'attrezzo di perforazione è un'elica che avanza a rotazione. Il risultato è un mucchio di terra disgregato che permette di conoscere grossolanamente la stratigrafia ma non di ricostruirla con precisione.

I sondaggi possono essere a percussione o a rotazione. I primi si utilizzano nello scavo di pozzi per la ricerca della falda idrica e la captazione dell'acqua mentre i secondi sono impiegati per conoscere, mediante il prelievo continuo di terreno (*carote*) la stratigrafia. Si distinguono due tipi di sondaggi a rotazione a carotaggio continuo: quello a carotiere semplice composto di un solo cilindro di taglio che ingloba il campione all'avanzamento della sonda e quello a carotiere doppio che si compone di due cilindri coassiali, uno esterno di taglio e uno coassiale interno di contenimento del campione.

Tra le prove in situ si ricordano le *prove scissometriche*, quelle penetrometriche statiche (CPT) e quelle dinamiche (NPT). Nei terreni coesivi s'impiegano preferibilmente le CPT, ma sono usate anche le NPT. Nel sondaggio a rotazione, accoppiando in successione ai sondaggi le prove penetrometriche dinamiche (NPT), particolarmente adatte nei terreni attritivori, si può conoscere la capacità portante del terreno. Le prove scissometriche permettono di conoscere la coesione del terreno in situ. Per essere impiegato in mare il penetrometro statico richiede l'immobilizzazione del mezzo di supporto rispetto al fondale, perciò, nel caso in cui ci si serva di un natante, occorre preventivamente fissarlo al suolo con piloni elevatori, in grado di sollevarlo dall'acqua.

Su fondali profondi, fino ad alcune centinaia di metri, ove non è possibile fissare il natante, s'impiegano penetrometri speciali costituiti da una unità subacquea munita di punta elettrica, un organo per calare in mare la suddetta unità, i relativi cavi di comando e trasmissione-dati e un sistema di acquisizione dei dati alloggiato sul natante. Lo strumento fornisce la resistenza alla punta, quella laterale, la pressione neutrale e l'inclinazione dell'asta per ogni valore della profondità. Esistono strumentazioni adatte a operare anche oltre i 300 m e a eseguire prove fino a 50 m sotto il fondale marino.

Le prove di laboratorio si eseguono su campioni prelevati durante i sondaggi. Esse possono essere eseguite su campioni indisturbati e/o disturbati. I primi sono così detti perché nel campionamento, dedicato ai materiali argillosi e argillo-limosi, si cura di conservare soprattutto l'umidità del terreno e sono riservati in particolare all'esecuzione delle *prove edometriche*, ossia per conoscere la deformazione del terreno sotto carico e il tempo necessario perché questa si

completi. Per conoscere la resistenza al taglio su campioni indisturbati si utilizza la *prova triassiale*². I campioni disturbati si utilizzano per la determinazione diretta della resistenza al taglio.

1.3. Pressione totale, neutrale, efficace

Quasi sempre nelle costruzioni marittime s'incontrano terreni sommersi sui quali fondare le opere. Per questo è importante, agli effetti dei calcoli della *portanza*, distinguere le diverse componenti dello stato pressiometrico del terreno sommerso, anche a seconda che la condizione idrodinamica sia statica o dinamica.

Di una colonna di terra alta z e con base A , sovrastata da un tirante idrico di altezza d , il volume totale della colonna vale $V = Az$; nota la porosità n , il volume del solido è $V = Az(n - 1)$, dunque il peso della colonna di terra in aria vale $P = V_g \gamma_g = Az(1 - n)\gamma_g$, essendo γ_g il peso di volume dei granuli. Essendo la colonna di terra sommersa da un tirante idrico, d , poiché l'acqua penetra attraverso i vuoti, la colonna di terra è soggetta alla sottospinta $S = Az(1 - n)\gamma$, ove γ è il peso unitario dell'acqua. Il peso complessivo della colonna di terra sommersa risulta dunque

$$P_{sub} = P - S = Az(1 - n)(\gamma_g - \gamma) \quad (1.13)$$

Dividendo primo e secondo membro per A si ottiene la pressione media esercitata dalla colonna di terra sulla sua base, che è detta *pressione efficace* e che rappresenta lo sforzo normale σ' prodotto dalla colonna di terra sommersa sul terreno sottostante

$$\sigma' = \frac{P_{sub}}{A} = z(1 - n)(\gamma_g - \gamma) \quad (1.14)$$

Aggiungendo e togliendo al secondo membro dell'Eq. (1.14) la pressione dell'acqua al fondo (sommità della colonna di terra), dopo qualche passaggio, si ottiene

$$\sigma' = z(1 - n)\gamma_g + (zn + d)\gamma - (z + d)\gamma, \quad (1.15)$$

ove l'ultimo termine del secondo membro è la pressione dell'acqua alla base della colonna di terra, detta *pressione neutrale*

$$u = (z + d)\gamma, \quad (1.15a)$$

mentre gli altri due termini costituiscono la *pressione totale*

$$\sigma = z(1 - n)\gamma_g + (zn + d)\gamma \quad (1.15b)$$

Con queste precisazioni, l'Eq. (1.15) che rappresenta la pressione efficace si scrive

$$\sigma' = \sigma - u. \quad (1.16)$$

In condizioni idrostatiche e pressione efficace nulla sarebbe necessario avere $\sigma - u = 0$ ossia, per l'Eq. (1.15), $\gamma_g/\gamma = 1$, ma, nella quasi totalità dei casi $\gamma_g/\gamma > 2.5$, pertanto in condizioni idrostatiche non è possibile una pressione efficace nulla. Viceversa, se le condizioni nel suolo sono idrodinamiche è possibile ottenere l'annullamento della pressione efficace a causa dell'aumento della pressione neutrale di un Δu tale che può essere

$$0 = \sigma - (u - \Delta u) \quad (1.17)$$

² Sono possibili tre tipi di prove triassiali: senza drenaggio (TxUU) su campioni di terra saturi e non saturi, con drenaggio nel primo stadio e senza nel secondo (TxCU), con drenaggio nei due stadi (TxCD).

Dall'Eq. (1.17), tenuto conto delle espressioni di u , Eq. (1.15a) e di σ Eq. (1.15b) si ricava

$$\frac{\Delta u}{\gamma} = \Delta h = z(1 - n) \left(\frac{\gamma_g}{\gamma} - 1 \right) \quad (1.18)$$

ove il terzo fattore al secondo membro è la *densità relativa immersa*, Δ , della terra

$$\Delta = \left(\frac{\gamma_g}{\gamma} - 1 \right), \quad (1.19)$$

che compare spesso nei calcoli idrodinamici, come ad esempio nel caso della stabilità dei massi di un'opera marittima a gettata.

La condizione di pressione efficace nulla corrisponde all'assenza di appoggio della colonna di terra sul terreno sottostante, e all'assenza di tensione di contatto tra granulo e granulo; in queste condizioni la colonna di terra, e ogni suo granulo, è sostenuta dalla sottospinta idrodinamica. L'assenza di pressione di contatto tra i granuli modifica la struttura del terreno il cui comportamento diventa simile ad un liquido viscoso bifase. Tale condizione, che può essere osservata nelle sabbie, è nota con il nome di *liquefazione del terreno* e può verificarsi nella realtà, nella fase iniziale in cui una massa di terreno saturo è caricata, ad esempio, da un terrapieno.

Nel caso delle opere marittime, si pensi al carico sul fondale di un'opera di difesa in materiale lapideo o in cassoni cellulari. Durante la costruzione, sotto il carico, la pressione neutrale aumenta e si avvia uno stato idrodinamico con il moto di allontanamento dell'acqua dai pori. Se la cadente che regola questo moto è tale da portare la condizione idrodinamica ad annullare la pressione efficace, il terreno va in liquefazione. La cadente, J_c , che si riferisce a questa situazione è detta *cadente critica*, essa si ottiene dividendo per z l'Eq. (1.18), ossia, supponendo che il percorso seguito dall'acqua sia pari alla profondità del terreno sotto il fondale marino,

$$J_c = \frac{\Delta h}{z} = (1 - n)\Delta \quad (1.20)$$

Nel campo dei valori assunti solitamente da n e considerata una densità relativa immersa in acqua di mare $\Delta = 1.57$, la cadente critica assume valori compresi tra 0.8 e 1.25, perciò nel calcolo, in una prima approssimazione, si assume il valore critico $J_c = 1$.

Nella Fig. 1.1 è riportato lo schema di una sezione trasversale di un'opera di difesa in materiale lapideo che per effetto del suo peso produce nel terreno di fondazione la condizione di liquefazione, con una cadente critica $J_c = 1$. Per evitare che si produca una simile situazione occorre monitorare le sezioni del fondale sottostante all'opera per mezzo di piezometri per consentire di tenere sotto controllo la pressione neutrale nel terreno di fondazione, graduando il carico in fase di costruzione dell'opera. Per tenere sotto controllo la deviazione dell'ammasso terroso dalla verticale alla strumentazione piezometrica si affianca una strumentazione inclinometrica.

1.4. Prove di laboratorio

I fondali marini sono spesso caratterizzati da terreni a grana grossa sciolti o a grana fine coesivi non drenati. Le principali prove di laboratorio da eseguire su questi terreni sono le prove rivolte alla determinazione dell'angolo d'attrito dirette e triassiali. Di queste specifiche prove non si tratterà in questo Libro. Invece, è necessario fare un cenno alle prove di laboratorio da eseguire su materiali a grana fine dotati di coesione che s'incontrano spesso nei fondali marini ove si devono realizzare opere marittime anche importanti.

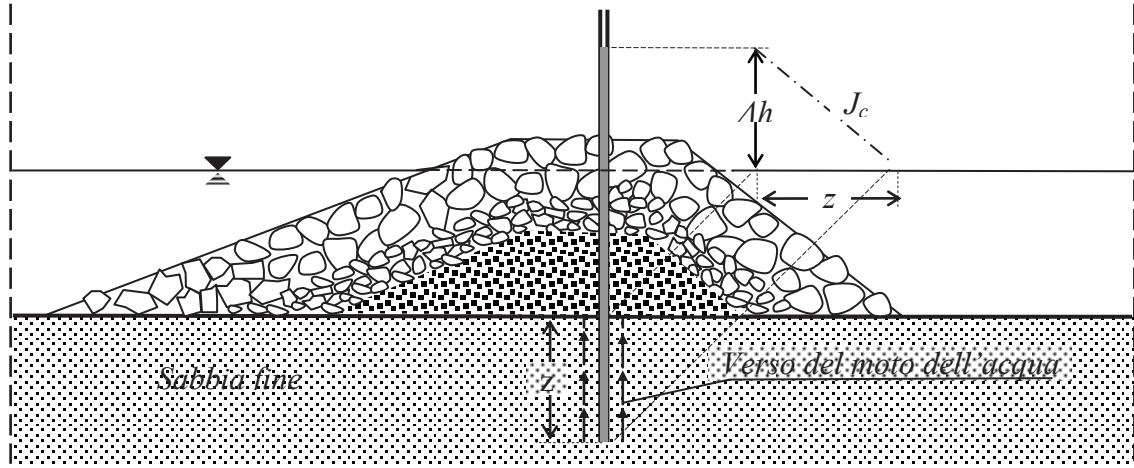


Figura 1.1. Condizione di annullamento della pressione efficace prodotta nelle fase di costruzione di un'opera di difesa a gettata.

1.4.1. Prova edometrica standard

Nella Fig. 1.2 è riportato il diagramma pressioni-indice dei vuoti di una prova edometrica su un campione coesivo in cui il risultato della prova è completato con la costruzione per la determinazione della pressione di consolidazione, p_c , mediante il metodo di Casagrande (1936).

Il confronto di p_c con la tensione geostatica, p_0 , del sito permette di conoscere lo stato di consolidazione.

$$p_c/p_0 > 1$$

indica che il terreno è sovraconsolidato (OCR), invece se

$$p_c/p_0 = 1,$$

il terreno è normalconsolidato (NC).

Nella prova edometrica, essendo il campione impedito nelle deformazione laterale, la deformazione lineare relativa, $\Delta H/H_0$, coincide con la deformazione volumetrica, $\Delta V/V_0$, per cui, introducendo l'indice dei vuoti, e , si ha

$$\Delta H = H_0 \frac{\Delta e}{1+e_0}. \quad (1.21)$$

Il rapporto tra la variazione dell'indice dei vuoti, Δe , e l'incremento di pressione, Δp , è detto *coefficiente di compressibilità*

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}. \quad (1.22)$$

Sostituendo nell'Eq. (1.22) il valore di Δe dell'Eq. (1.21) e esplicitando ΔH si ha

$$\Delta H = H_0 \Delta p \frac{a_v}{1+e_0}. \quad (1.23)$$

La frazione $a_v/(1+e_0)$ è il *coefficiente di compressibilità di volume*; il suo reciproco è il modulo edometrico

$$E' = \frac{1+e_0}{a_v} \quad (1.24)$$