

CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE

GRUPPO NAZIONALE DI COORDINAMENTO
PER GLI STUDI DI INGEGNERIA GEOTECNICA

Convegno sul tema:
DEFORMAZIONI DEI TERRENI ED
INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA
IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

ESTRATTO

MONSELICE (PADOVA), 5-6 OTTOBRE 1988

ANALISI DEI CEDIMENTI DI QUATTRO CIMINIERE

F. COLLESELLI¹ – S. MARTINETTI² – G. LA BARBERA³ –
P. VARAGNOLO⁴

¹ Istituto Costr. Marittime e Geotecnica – Università Padova

² ENEL-DCO - Roma

³ ISMES S.p.A. - Bergamo

⁴ Italgeo S.r.l. - Padova

Sommario

Viene esaminato il comportamento di quattro ciminiere appartenenti a due centrali termoelettriche ubicate in due siti della Pianura Padana. I risultati numerici qui illustrati sono stati tratti da una più ampia ricerca supportata dall' ENEL-DSR-CRIS di Milano, mentre i dati sperimentali sono stati messi a disposizione dall' ENEL-DCO di Milano. Le ciminiere hanno caratteristiche strutturali abbastanza simili (dimensioni, carico totale e concentrazione di carico), ma insistono su un terreno di fondazione di natura e caratteristiche diverse; le fondazioni inoltre sono in un sito di tipo diretto e nell'altro sito di tipo profondo su pali.

Durante le fasi di costruzione e per un periodo successivo di diversi anni sono stati misurati i cedimenti delle fondazioni. Nella presente memoria si confrontano i cedimenti misurati con quelli ottenuti con modelli di calcolo di tipo tradizionale /20/, e ad elementi finiti /19/ e /4/, che utilizzano i parametri geotecnici dedotti con le usuali prove in situ ed in laboratorio.

Premesse

Le ciminiere prese in esame sono state realizzate per due centrali termoelettriche della pianura padana; le prime due ciminiere fanno parte della centrale di La Casella in provincia di Piacenza e le seconde due fanno parte della centrale di Ostiglia in provincia di Mantova. Nelle figure 1, 2 e 3 sono riportate le caratteristiche geometriche e strutturali con le dimensioni piano-altimetriche principali insieme alla natura e caratteristiche dei terreni di fondazione.

Le ciminiere presentano caratteristiche strutturali analoghe

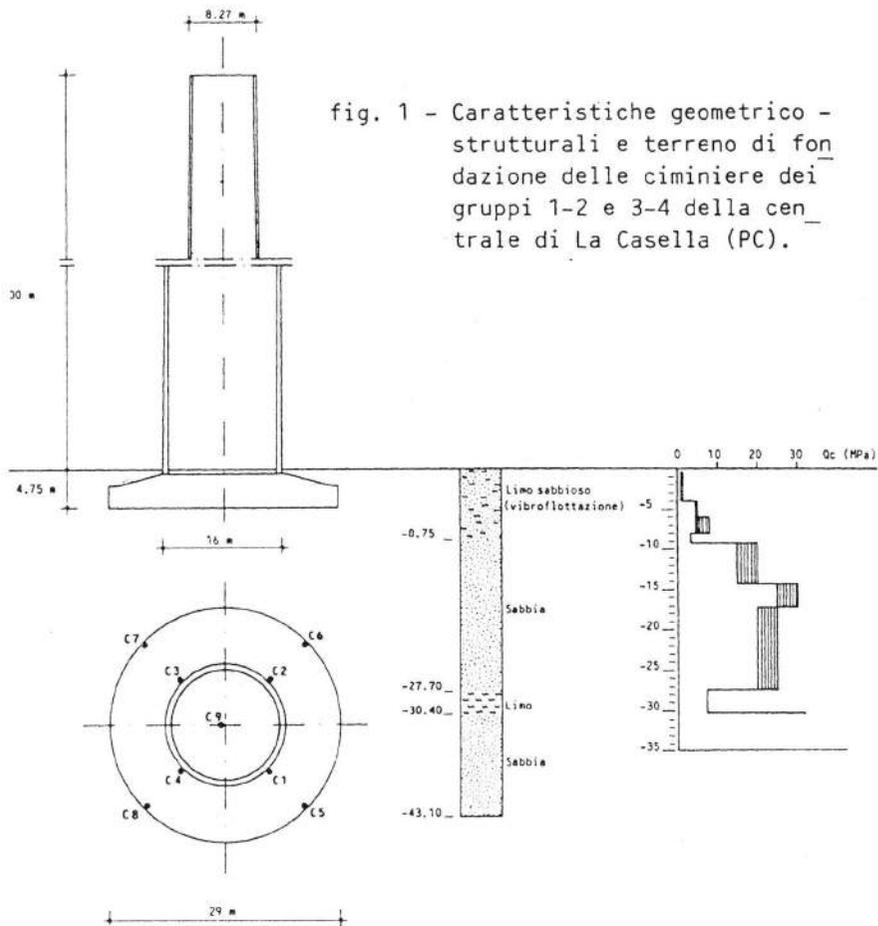


fig. 1 - Caratteristiche geometrico - strutturali e terreno di fondazione delle ciminiere dei gruppi 1-2 e 3-4 della centrale di La Casella (PC).

con altezze variabili da 170 a 200 m, con diametro alla base compreso tra 9.8 e 16 m, e in sommità tra 6.5 e 8.6 m; la canna di forma troncoconica cava è costituita in sezione da un anello in calcestruzzo dello spessore variabile da 0.65 ± 0.8 m alla base e 0.2 ± 0.3 m in sommità.

Il plinto di fondazione ha diametro compreso tra 28 e 30.4 m, spessore al centro di 4.0 ± 4.25 e al bordo di 2.75 ± 3.0 m. La ciminiera del gruppo 2 di Ostiglia è fondata su 43 pali a grande diametro ($\varnothing 1.28 \pm 1.50$ m) della lunghezza di 25 m e la ciminiera dei gruppi 3 e 4 su 281 pali tipo Franki del diametro di 0.52 m e della lunghezza di circa 25 m.

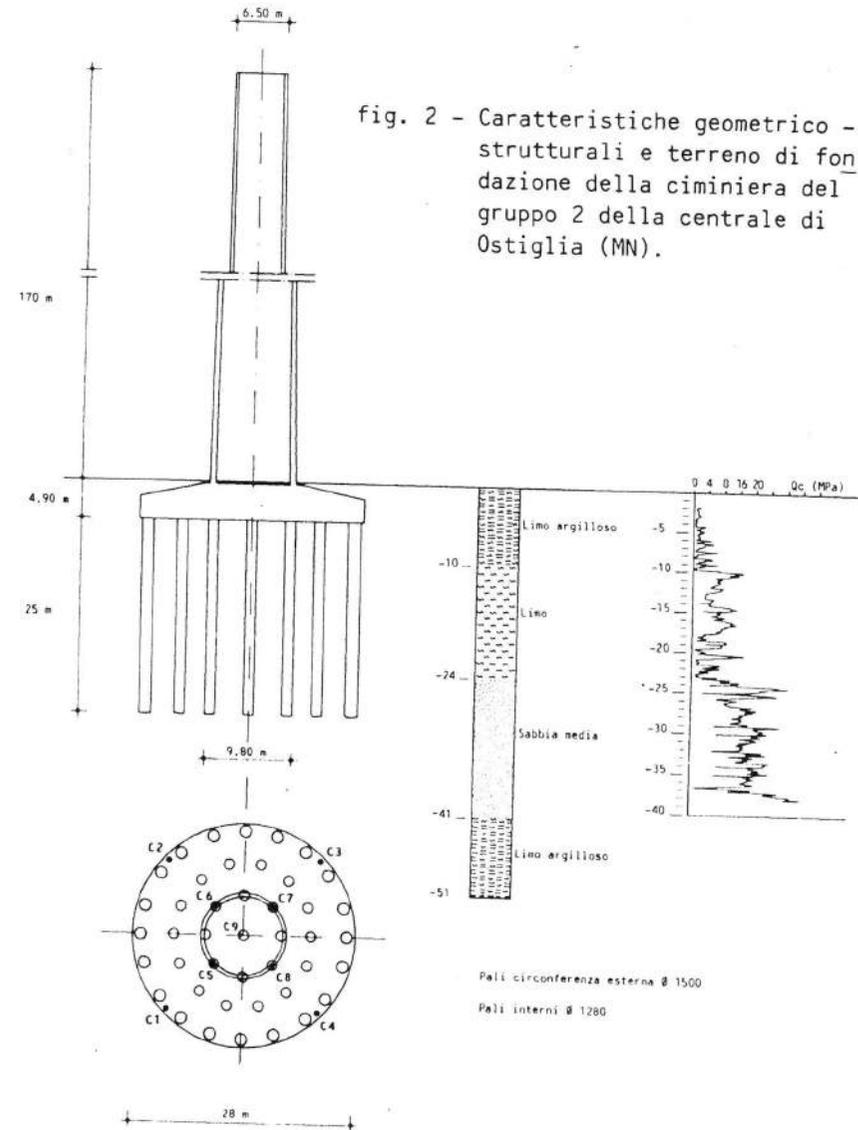
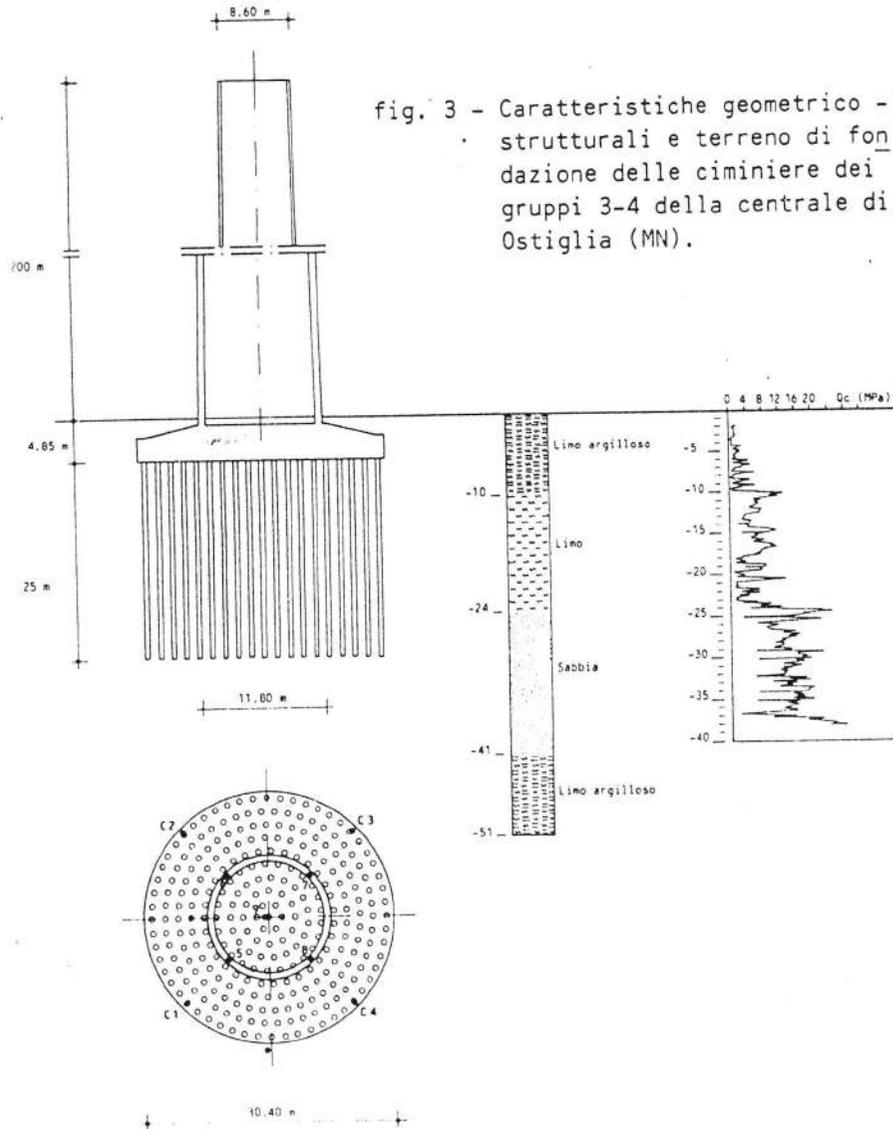


fig. 2 - Caratteristiche geometrico - strutturali e terreno di fondazione della ciminiera del gruppo 2 della centrale di Ostiglia (MN).

Il peso totale delle ciminiere varia da 12650 a 18200 t.

Le ciminiere del tipo descritto (figg. 1, 2 e 3) sono da considerare nell'ambito delle strutture di grande altezza, fra quelle che trasmettono al terreno azioni piuttosto rilevanti con un comportamento rigido.



Per questo tipo di struttura risulta particolarmente importante definire la concentrazione di carico /11/ come rapporto tra il carico totale e la lunghezza del perimetro della fondazione; nei casi in esame tale rapporto varia tra 144 e 190 t/m per Ostiglia (gruppo 2 e gruppi 3 e 4 rispettivamente) e 185 t/m per La Casella.

Nell'ambito di quanto verificato in altre strutture a grande altezza /11/ e /6/ questo rapporto risulta per le ciminiere in esame piuttosto elevato.

Il progetto di queste opere prevede verifiche di tipo strutturale in cui sono compresi verifiche della stabilità del complesso terreno-fondazione e dei cedimenti, con particolare riguardo a quelli differenziali e alle conseguenti pericolose rotazioni rigide, e problemi di instabilità /9/.

Nei casi presi in esame i cedimenti totali nel corso degli anni sono stati pari a $6.4 \div 7.1$ cm per le ciminiere di La Casella e di $2.8 \div 3.9$ cm e $4.0 \div 4.6$ cm per le ciminiere di Ostiglia (gruppo 2 e gruppi 3 e 4 rispettivamente), cedimenti limitati e nell'ambito di quelli ammissibili che si sono maturati con tensioni nel terreno lontane da quelle di rottura. Va ricordato che per garantire un adeguato coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura, nel caso delle ciminiere di La Casella il terreno è stato migliorato sino alla profondità di circa 9 m con un trattamento di vibroflottazione, mentre per quelle di Ostiglia sono state previste fondazioni profonde su pali.

Per quanto riguarda La Casella, dato il comportamento quasi uguale delle due ciminiere, si è esaminato quello di una sola ciminiera.

Metodi di calcolo dei cedimenti

Vengono utilizzati due metodi di calcolo: il primo è basato sulla teoria della consolidazione monodimensionale implementata nel programma EDOM; il secondo ad elementi finiti, è basato sulla consolidazione tridimensionale di Biot /2/ e /3/ implementata nel codice OMEGA. Entrambi i programmi di calcolo appartengono all'ISMES di Bergamo.

Il programma EDOM prevede la schematizzazione del terreno come un multistrato in cui le caratteristiche geotecniche sono variabili da strato a strato. I cedimenti totali, ad ogni istante considerato, sono ottenuti come somma di un cedimento

immediato e di un cedimento edometrico di consolidazione.

La soluzione prevede il calcolo della distribuzione di tensioni nel terreno conseguenti all'applicazione di un carico, nell'ipotesi di semispazio elastico, isotropo e omogeneo.

Il codice OMEGA /8/ permette di analizzare, con il metodo degli elementi finiti, problemi statici e dinamici bi e tridimensionali relativi a mezzi bifase (solido-fluido) con leggi costitutive elastica ed elasto-plastiche perfette o incrudenti (Cam-Clay) /19/, /4/, /7/, /24/, /5/, /18/ e /13/.

I casi in esame sono stati analizzati assumendo per i materiali un comportamento di tipo elastico e risolvendo le equazioni di equilibrio e di continuità del fluido accoppiate fra loro. L'analisi è stata eseguita utilizzando elementi isoparametrici a 8 nodi assumendo come gradi di libertà ad ogni nodo due spostamenti e la pressione neutra. Le pressioni neutre calcolate vengono trattate con la tecnica di smoothing proposta da Reed /18/ per eliminare le oscillazioni spaziali.

Per una descrizione più dettagliata sia del metodo degli elementi finiti che dei problemi derivanti dalla soluzione accoppiata dei campi di spostamento e sovrappressioni neutre si rimanda a /24/, /8/ e /13/.

I cedimenti delle ciminiere sono stati analizzati, come è già stato detto, secondo due criteri di calcolo, utilizzando le stratigrafie rappresentate nelle figure 1, 2 e 3 ed i parametri geotecnici riportati nelle tabelle 1, 2 e 3.

I parametri geotecnici, determinati sulla base delle prove in situ ed in laboratorio, sono stati valutati in condizioni drenate e non drenate secondo le correlazioni usuali /1/, /12/ e /15/.

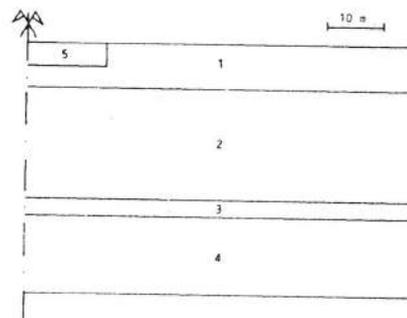
Schematizzazione con EDOM

Per la ciminiera di La Casella, fondata direttamente su una piastra circolare, si è considerata un'impronta di carico infinitamente rigida agente alla quota di imposta della fondazione.

Per le ciminiere di Ostiglia, fondate su pali, è stato necessario, per rappresentare lo stato tensionale indotto dalle palificate, introdurre delle fondazioni fittizie poste ad una certa profondità dal piano campagna e aventi un diametro opportunamente maggiorato per tenere conto degli effetti di

diffusione del carico dovuti agli strati sovrastanti.

Rimanendo in un campo di valori generalmente accettato /23/, /22/ e /16/, si è considerata una fondazione posta a -24 m con diametro pari a 40 m per la ciminiera del gruppo 2 e una fondazione posta a -24 m con diametro pari a 42.5 m per la ciminiera dei gruppi 3 e 4.



Parametri forniti a OMEGA

materiale	E (MPa)	v	K (n/s)
1	30	0.25	1×10^{-6}
2	70	0.30	1×10^{-4}
3	9	0.35	6.5×10^{-10}
4	110	0.30	1×10^{-5}
5	25000	0.10	1×10^{-5}

Parametri forniti a EDOM

materiale	E (MPa)	E (MPa) sommità strato	E (MPa) base strato	v	Cv (m ² /s)	γ (KN/m ³)
1	/	27	60	0.3	/	9.0
2	/	60	140	0.3	/	9.0
3	35	/	/	0.3	6.0×10^{-7}	9.0
4	/	150	150	0.3	/	9.0

d' (MPa)	e
0.025	0.783
0.05	0.779
0.10	0.769
0.25	0.741
0.50	0.716
1.00	0.678
4.80	0.536
1.00	0.545
0.50	0.556
0.25	0.595

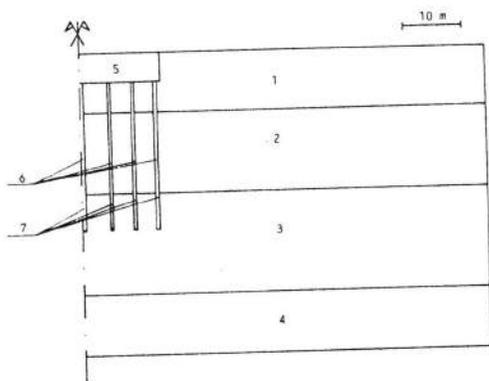
tabella 1 - La Casella - schema di calcolo e parametri geotecnici.

Schematizzazione ad elementi finiti con OMEGA

Per tutte le ciminiere è stato eseguito un calcolo in condizioni assialsimmetriche e i principi seguiti per la definizione della mesh sono gli stessi: le frontiere opposte all'asse di simmetria radiale sono fissate ad una distanza pari a 5 volte il raggio della platea di fondazione dall'asse stesso e sono considerate impermeabili. Sono inoltre vincolati gli spostamenti orizzontali.

Le stesse condizioni di vincolo sono poste lungo l'asse di simmetria. Le frontiere inferiori sono poste ad una profondità tale che le tensioni in gioco siano trascurabili rispetto ai carichi agenti in superficie, compatibilmente con le indagini geotecniche in possesso, disponibili solo fino a profondità limitate. Anche queste superfici sono considerate impermeabili, mentre sono vincolati gli spostamenti in entrambe le direzioni. Le superfici superiori sono considerate permeabili e non si sono imposti vincoli agli spostamenti.

La discretizzazione del volume di terreno così individuato è stata effettuata, una volta definite le superfici di interfaccia fra i vari strati, infittendo la mesh nelle zone dove ci sarebbero stati dei forti gradienti di pressione neutra per ottenere una buona accuratezza dei risultati.



Parametri finiti a EDDM

materiale	E (MPa)	E (MPa) sommità strato	E (MPa) base strato	ν	C_v (m ² /s)	γ (KN/m ³)
1	/	/	/	/	/	8,8
2	/	/	/	/	/	9,8
3	/	60	90	0,3	/	10,0
4	150	/	/	0,3	8×10^{-8}	9,0

tabella 2 - Ostiglia gruppo 2 - schema di calcolo e parametri geotecnici.

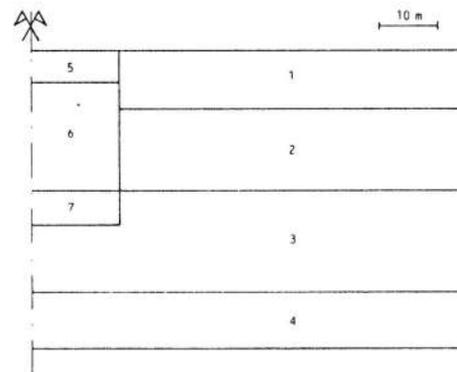
Parametri finiti a OMEGA

materiale	E (MPa)	ν	K (m/s)
1	5	0,3	1×10^{-9}
2	9	0,3	1×10^{-8}
3	75	0,35	1×10^{-6}
4	15	0,3	1×10^{-9}
5	25000	0,1	1×10^{-9}
6	25000	0,1	1×10^{-9}
7	25000	0,1	1×10^{-6}

σ' (MPa)	e
0,052	0,748
0,104	0,736
0,260	0,703
0,520	0,675
1,040	0,639
0,520	0,642
0,260	0,646
0,052	0,659

Tutte le fondazioni possono essere considerate di tipo rigido, sia per i notevoli spessori delle platee, sia per l'elevata rigidità delle strutture in elevazione. Nel modello è stato sufficiente rappresentare la sola fondazione per ottenere cedimenti uniformi.

I criteri esposti sono sufficienti a commentare la mesh utilizzata per la ciminiera gruppi 1 e 2 di La Casella (figura 4), mentre per le altre due ciminiere, con fondazioni profonde, si sono adottati particolari accorgimenti per la rappresentazione delle palificate.



Parametri finiti a OMEGA

materiale	E (MPa)	ν	K (m/s)
1	5	0,3	1×10^{-9}
2	9	0,3	1×10^{-8}
3	75	0,35	1×10^{-6}
4	15	0,3	1×10^{-9}
5	25000	0,1	1×10^{-9}
6	2000	0,2	1×10^{-9}
7	2000	0,2	1×10^{-6}

Parametri finiti a EDDM

materiale	E (MPa)	E (MPa) sommità strato	E (MPa) base strato	ν	C_v (m ² /s)	γ (KN/m ³)
1	/	/	/	/	/	8,8
2	/	/	/	/	/	9,8
3	/	60	90	0,3	/	10,0
4	150	/	/	0,3	8×10^{-8}	9,0

σ' (MPa)	e
0,052	0,748
0,104	0,736
0,260	0,703
0,520	0,675
1,040	0,639
0,520	0,642
0,260	0,646
0,052	0,659

tabella 3 - Ostiglia gruppi 3-4 - schema di calcolo e parametri geotecnici.

LA CASELLA - CIMINIERA GRUPPI 1-2 (CONSOLIDAZIONE ELASTICA ACCOPPIATA)

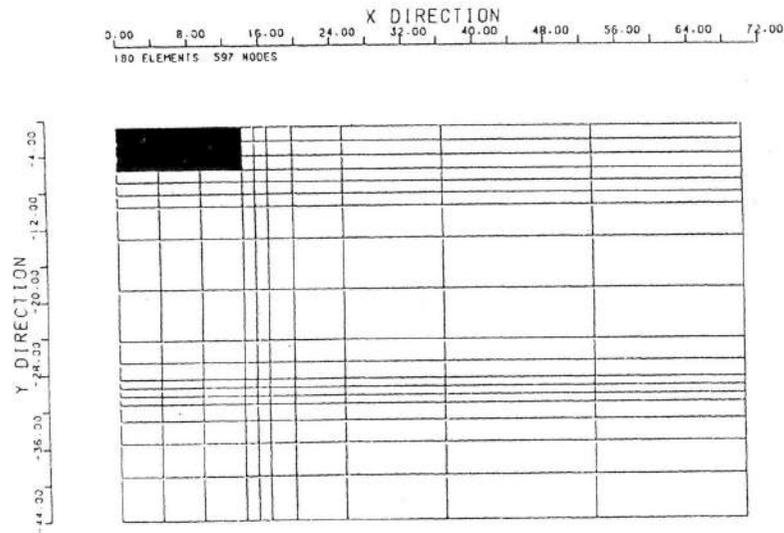


figura 4

La schematizzazione dei pali della fondazione della ciminiera gruppo 2 di Ostiglia, disposti lungo delle circonferenze, (figura 5), è stata fatta considerando, in pianta, delle corone circolari di area pari alla somma delle aree dei pali e con diametro medio pari a quello delle circonferenze a cui appartengono gli assi dei pali stessi /17/.

La palificata di fondazione della ciminiera dei gruppi 3 e 4 di Ostiglia (figura 6), molto fitta, è stata schematizzata come un materiale omogeneo di rigidità pari a quella dei pali e del terreno compreso, considerati in parallelo; per confronto sono stati utilizzati i risultati delle prove di carico sui pali ottenendo, in corrispondenza del carico di esercizio, gli stessi valori di rigidità.

OSTIGLIA - CIMINIERA GRUPPO 2 (CONSOLIDAZIONE ELASTICA ACCOPPIATA)

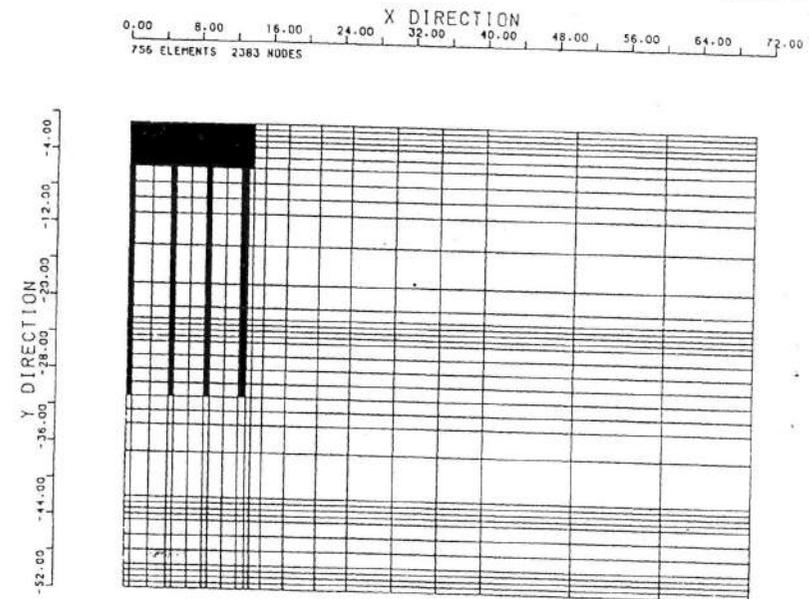


figura 5

Commento ai risultati

Nelle figure 7, 8 e 9 viene riportato l'andamento dei cedimenti, minimo e massimo dei caposaldi posti sulle fondazioni delle ciminiere, durante e dopo la loro costruzione, insieme con l'andamento di quelli calcolati con i due metodi. Il confronto tra l'andamento e l'entità dei cedimenti misurati e di quelli calcolati porta alle seguenti osservazioni.

I metodi utilizzati non tengono conto del cedimento secondario che si può manifestare negli strati coesivi; tale cedimento, pur essendo di entità limitata rispetto ai cedimenti immediati e di consolidazione, assume dei valori non trascurabili dati i tempi di misura che si sono protratti per molti anni.

OSTIGLIA - CIMINIERA GRUPPI 3-4 (CONSOLIDAZIONE ELASTICA ACCOPPIATA)

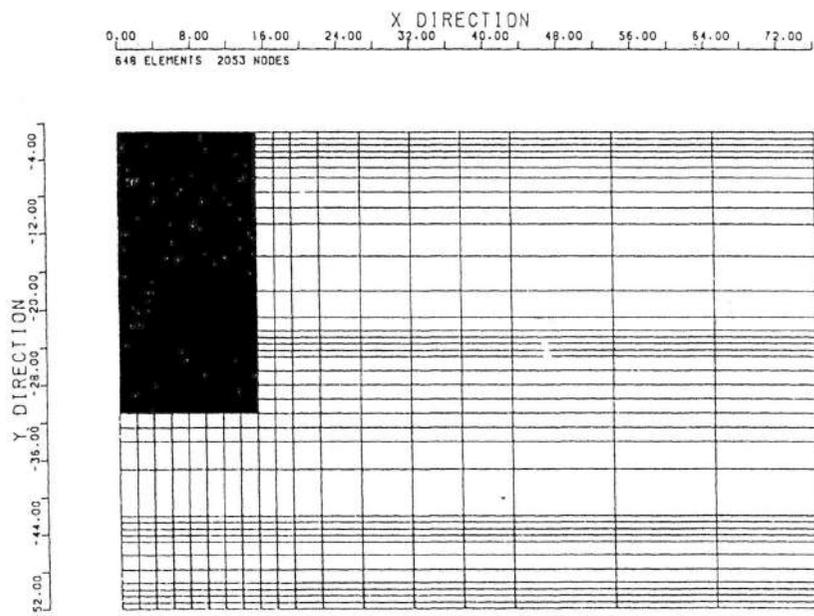


figura 6

Nei modelli di calcolo ed in particolare nella distribuzione delle tensioni nel terreno, non si è tenuto conto della reciproca influenza delle ciminiere realizzate con interasse di 65 m per Ostiglia e di 60 m per La Casella e di altre opere costruite in adiacenza. Questi effetti si possono notare negli andamenti reali dei cedimenti, come illustrato nelle figure 7, 8 e 9. Inoltre nel caso delle ciminiere di Ostiglia non si è valutato l'effetto delle variazioni di pressione neutra legate alle variazioni di livello dell'adiacente fiume Po.

La schematizzazione del terreno è stata spinta fino alle profondità raggiunte dalle indagini cioè a circa 50 m dal piano campagna; in realtà le dimensioni e l'entità dei carichi agenti, unitamente alle fondazioni su pali, comportano delle piccole deformazioni anche dei terreni oltre questa profondità.

I cedimenti misurati risentono pertanto di quanto sopraindicato e quindi nel confronto dei dati sperimentali con quelli calcolati bisogna tenerne conto.

I due modelli di calcolo adottati, che utilizzano parametri geotecnici pressochè equivalenti, danno dei risultati sia come andamento sia come entità quasi uguali.

Si osserva che l'andamento dei cedimenti con il metodo degli elementi finiti è più rapido ed è legato principalmente alle ipotesi sui movimenti dell'acqua nel terreno.

Il programma EDOM, che comporta tempi di calcolo contenuti, necessita di un notevole numero di parametri geotecnici per ogni singolo strato (modulo elastico non drenato o drenato, modulo di compressibilità edometrica, indice di compressione e di ricomprensione e coefficiente di consolidazione). Il programma OMEGA invece richiede tempi di calcolo molto più lunghi, necessita di meno parametri per ogni singolo strato ma che sono di più difficile determinazione (caratteristiche elastiche in condizioni drenate e coefficiente di permeabilità) perchè richiedono, adottando il modello elastico, una valutazione globale della risposta del terreno che deve superare la schematizzazione usata nel programma EDOM dei fenomeni che controllano il comportamento del terreno.

Ambedue i metodi sono accettabili per piccole deformazioni; il programma EDOM presenta economia di costi rispetto a OMEGA e permette di ottenere risultati attendibili per situazioni stratigrafiche e condizioni al contorno relativamente semplici. Il programma OMEGA presenta maggiori costi ma permette di esaminare situazioni stratigrafiche e condizioni al contorno abbastanza complesse e di seguire in modo più completo il comportamento del terreno.

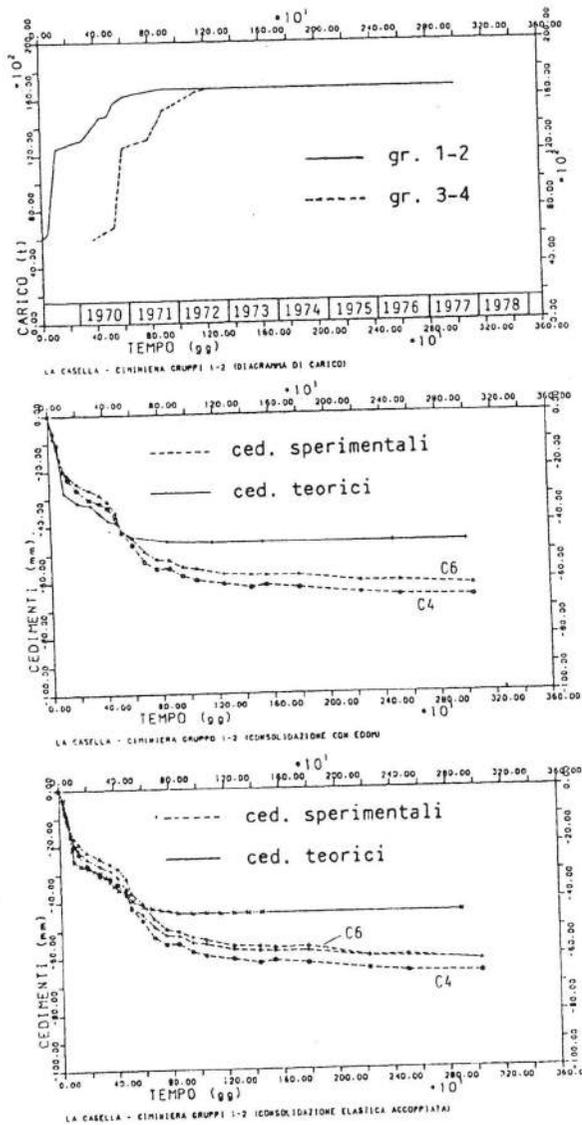


figura 7

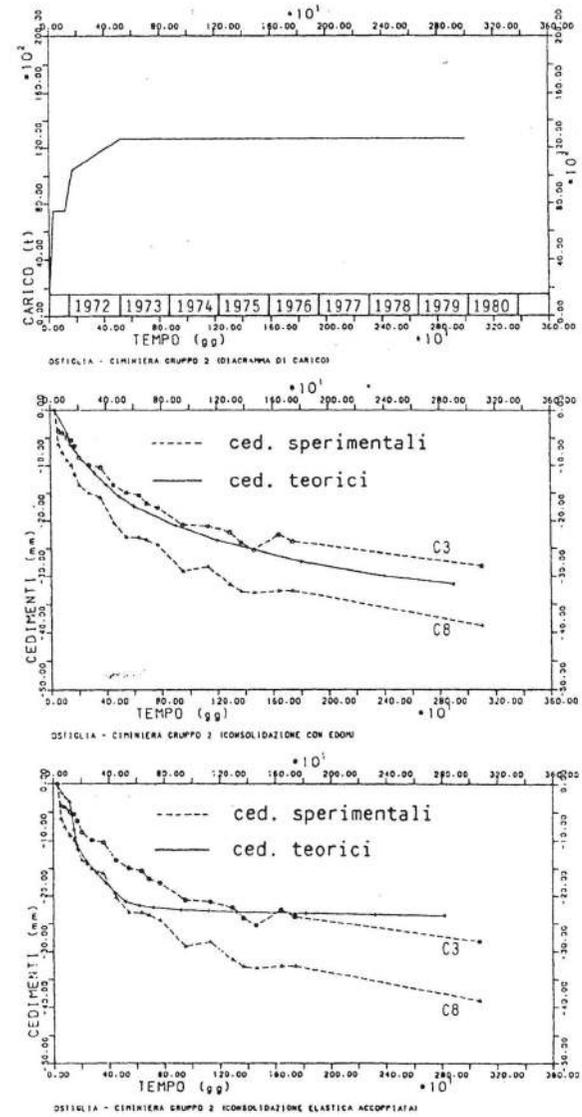


figura 8

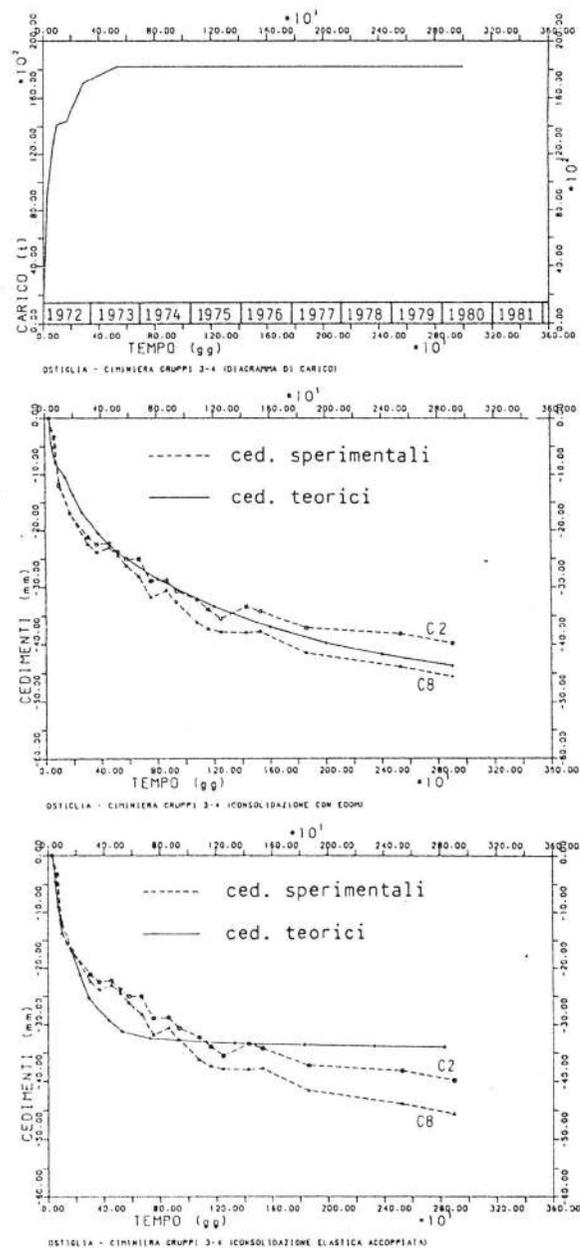


figura 9

Bibliografia

1. Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Pedroni S. (1983): Le prove penetrometriche statiche nei terreni non coesivi. XI Ciclo di Conferenze, Politecnico di Torino.
2. Biot M.A. (1941a): General theory of three dimensional consolidation. J. Appl. Phys., Vol. 12, pp. 155-164.
3. Biot M.A. (1941b): Consolidation settlement under a rectangular load distribution. J. Appl. Phys., Vol. 12, pp. 426-430.
4. Christian J.T., Boehmer J.W. (1970): Plane strain consolidation by finite elements. J. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, Vol. 96, No. SM4, pp. 1435-1457.
5. Cividini A., Gioda G. (1982): Compatible and equilibrium F.E. for soil consolidation: a preliminary comparison. Numerical methods in geomechanics. Ed. Z. Eisenstein, Edmonton.
6. Colombo P. (1987): Comportamento delle strutture di grande altezza. Rapporto interno ISMES.
7. Desai C.S., Johnson L.D. (1972): Evaluation of two finite elements formulations for one dimensional consolidation. Computer and Structure, Vol. 2, pp. 469-486.
8. Fusco A. (1985): Continuum mechanics and finite element numerical solutions in geotechnique. Ph.D. Thesis, University of Ottawa, Ontario.
9. Habib P., Puyo A. (1970): Stabilité des fondations des constructions de grande hauteur. A.I.T.B.T.P., No. 275, pp. 119-124.
10. Kaniraj S.R., Ranganatham B.V. (1974): Settlement of buried loaded areas. Soils and Foundations, Vol. 14, No. 2, pp. 95-103.
11. Kérisel J. (1985): The history of geotechnical engineering up until 1700. Proc. 11th I.C.S.M.F.E., San Francisco, pp. 3-93.
12. Lancellotta R. (1983): Le prove penetrometriche statiche nei terreni coesivi. XI Ciclo di Conferenze, Politecnico di Torino.
13. Lewis W.R., Schrefler B.A. (1987): The finite element method in the deformation and consolidation of porous media. John Wiley and Sons, Chichester.

14. Mindlin R.D. (1936): Force at a point in the interior of a semiinfinite solid. *Physics*, No. 7.
15. Pasqualini E. (1983): Standard penetration test. XI Ciclo di Conferenze, Politecnico di Torino.
16. Poulos H.G., Davis E.H., (1980): Pile foundations analysis and design. John Wiley and Sons, New York.
17. Pressley J.S., Poulos H.G. (1986): Finite element analysis of mechanism of pile group behaviour. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, Vol. 8, pp. 243-257.
18. Reed M.B. (1984): An investigation of numerical errors in the analysis of consolidation by finite elements. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, Vol. 8, pp. 243-257.
19. Sandhu R.S., (1968): Fluid flow in saturated soil. Ph.D. Thesis, University of California, Berkley.
20. Skempton W.W., Bjerrum L. (1957): A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. *Geotechnique*, Vol. 7, pp. 168-178.
21. Skopek J. (1961): The influence of foundation depth on stress distribution. *Proc. 5th I.C.S.M.F.E.*, Paris, Vol. 1, pp. 815-818.
22. Tomlinson M.J. (1977): Pile design and construction practice. A Viewpoint Publication.
23. Whitaker T. (1976): The design of piled foundations. Pergamon Press, II edition.
24. Zienkiewicz O.C. (1977): The finite element method. Mc Graw Hill, U.K., III edition.