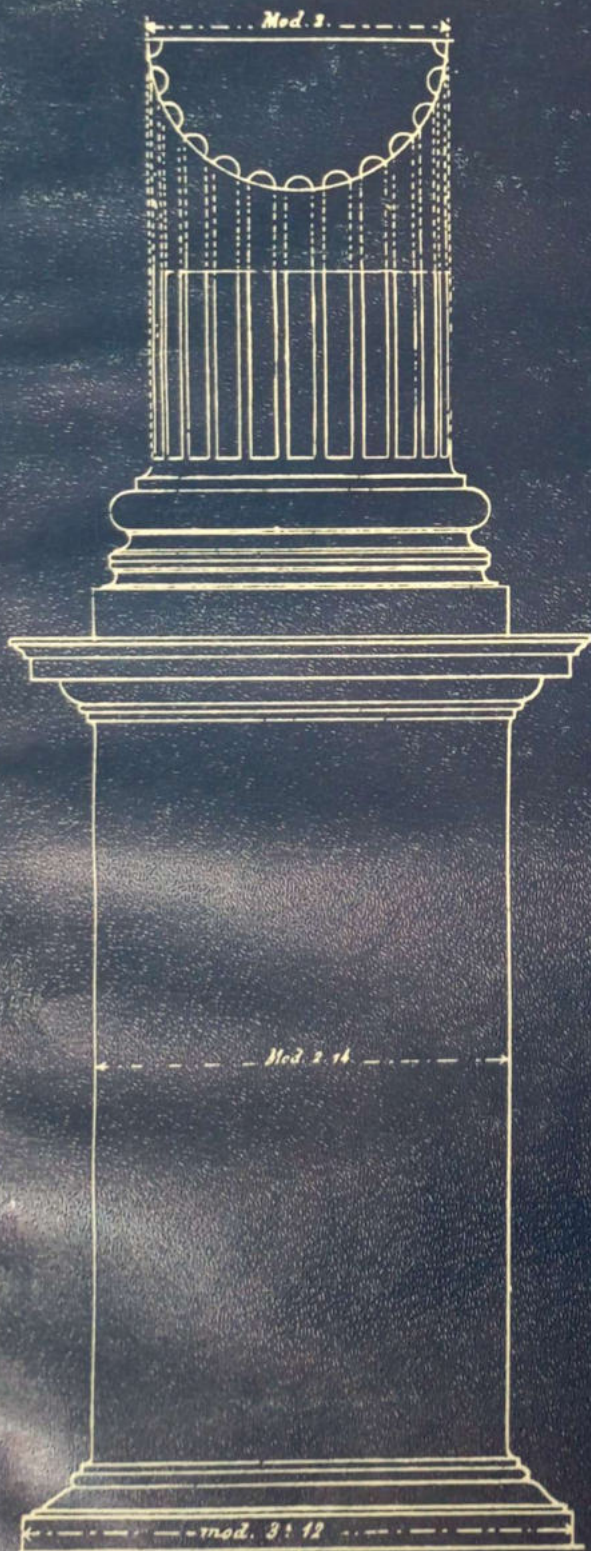


ISMES



ISMES
ENEL

303

*Analisi dei cedimenti
delle opere principali
di alcune centrali ENEL
della pianura padana*

i quaderni dell'ismes

I quaderni dell'Inps

*Analisi dei cedimenti delle opere
principali di alcune centrali ENEL
della pianura padana*

(hanno contribuito a questo lavoro:
gli ingg. G. Corti, D. Faiella, S. Martinetti e L. Tripiciano (ENEL-DCO),
gli ingg. G. La Barbera, M. Borsetto e P. Bonaldi (ISMES),
con la consulenza dei proff. P. Colombo e F. Coleselli (Istituto di Costruzioni Marittime e
Geotecnica dell'Università di Padova)
in collaborazione con l'ing. P. Varagnolo (Italgeo - Padova)

INDICE

1.	Sommario	1
2.	Caratteristiche generali degli impianti	5
3.	Organizzazione delle misure di controllo	6
4.	Problemi connessi alla progettazione	7
5.	Modelli e metodi di calcolo	9
5.1	Il programma EDOM	9
5.2	Il programma FIESTA/EDOM	11
5.3	Il programma OMEGA	14
6.	Caratteristiche dei terreni di fondazione	15
6.1	Centrale di La Casella	15
6.2	Centrale di Ostiglia	15
6.3	Centrale di Sermide	15
7.	Scelta dei parametri geotecnici	17
8.	Schematizzazione del terreno e delle strutture di fondazione	19
8.1	Rappresentazione di più strati mediante uno strato equivalente	19
8.2	Schematizzazione delle palificate	22
9.	Descrizione delle opere analizzate	25
9.1	Centrale di La Casella: ciminiera dei gruppi 1-2	25
9.2	Centrale di La Casella: primo gruppo	26
9.3	Centrale di Ostiglia: ciminiera del gruppo 2	26
9.4	Centrale di Ostiglia: ciminiera dei gruppi 3-4	26
9.5	Centrale di Ostiglia: quarto gruppo	27
9.6	Centrale di Sermide: rilevati di precarico	27
10.	Descrizione delle analisi eseguite	28
10.1	Centrale di La Casella: ciminiera gruppi 1-2	28
10.2	Centrale di La Casella: primo gruppo	32
10.3	Centrale di Ostiglia: ciminiera gruppo 2	42
10.4	Centrale di Ostiglia: ciminiera gruppi 3-4	46
10.5	Centrale di Ostiglia: quarto gruppo	53
10.6	Centrale di Sermide: rilevato di precarico serbatoio 1	64
10.7	Centrale di Sermide: rilevati di precarico serbatoi 1 e 6	74
11.	Conclusioni	85
12.	Bibliografia	86

1. SOMMARIO

L'analisi riguarda il comportamento delle principali opere di alcune centrali termoelettriche ubicate lungo il corso del fiume Po che per le loro caratteristiche strutturali possono essere schematizzate con modelli di tipo perfettamente rigido, di tipo perfettamente flessibile e di tipo intermedio fra questi.

Lo studio comprende la caratterizzazione geotecnica del terreno sulla base delle indagini e degli studi eseguiti per ciascun sito e il calcolo dei cedimenti utilizzando varie modellazioni.

In particolare per i terreni coesivi sono state utilizzate sia la teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi che quella tridimensionale di Biot, quest'ultima applicata a modelli ad elementi finiti assialsimmetrici.

Il confronto tra i risultati dei calcoli e le misure dei cedimenti, disponibili per periodi di diversi anni, porta ad individuare i principali fattori che possono influenzare le differenze tra previsioni teoriche e comportamento reale delle opere e del terreno.

L'interesse e l'importanza dello studio sta anche nel fatto che le misure dei cedimenti riguardano periodi di tempo molto lunghi.

Lo studio riguarda aspetti particolarmente interessanti quali la mutua influenza di opere adiacenti costruite con sequenze temporali diverse, tipologie fondazionali diverse e terreni con caratteristiche geotecniche differenti.

LA CASELLA

- 1 Sala macchine
- 2 Caldaia
- 3 Edificio ausiliario
- 4 Portineria
- 5 Edificio servizi
- 6 Locale compressori
- 7 Ciminiera
- 8 Locale antincendio
- 9 Cabina pompe nafta
- 10 Deposito olii combustibili
- 11 Opera di presa
- 12 Opera di scarico
- 13 Locale demineralizzazione
- 14 Fabbricato trattam. acque di scarico
- 15 Zona trasformatori
- 16 Mensa e foresteria

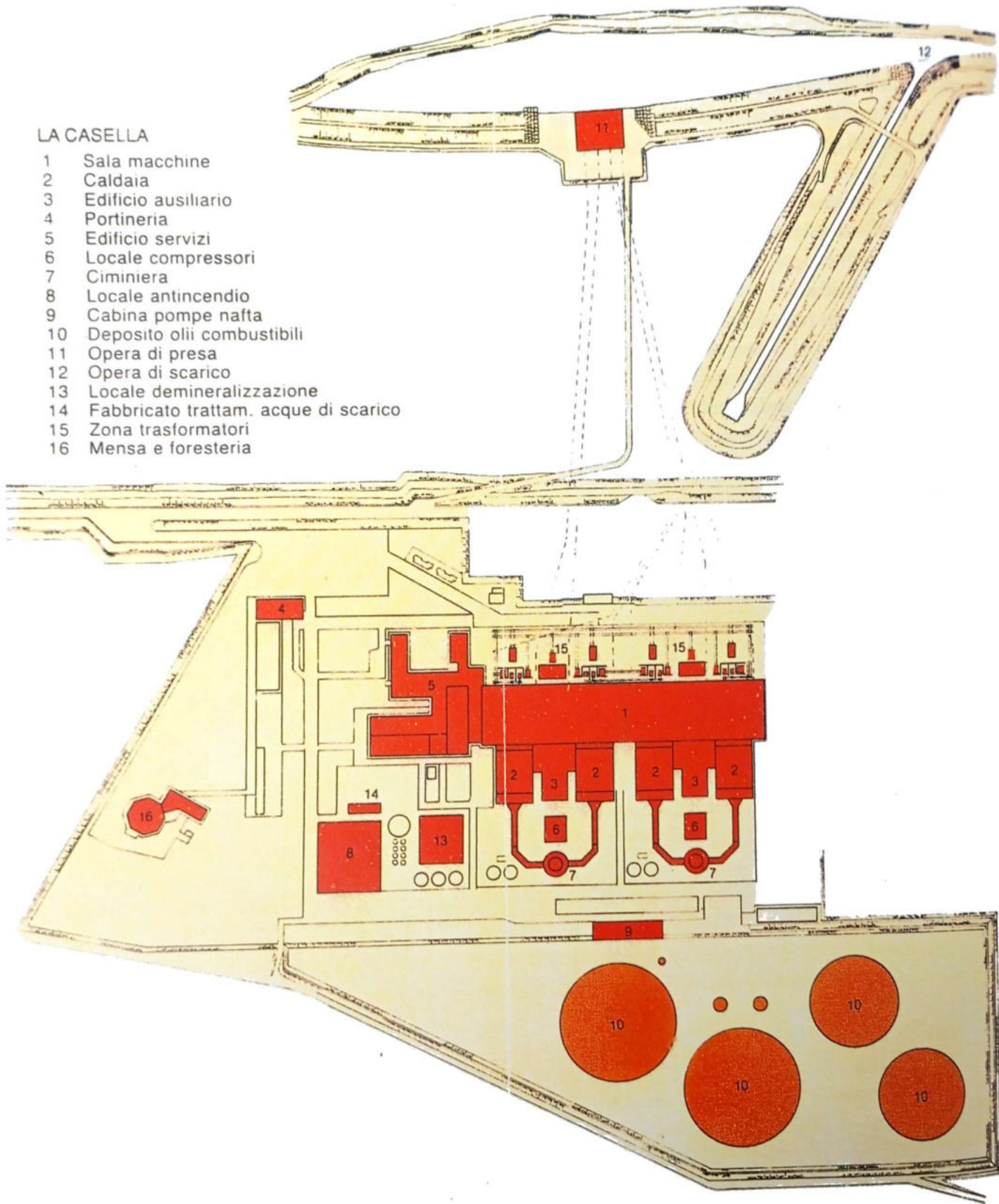
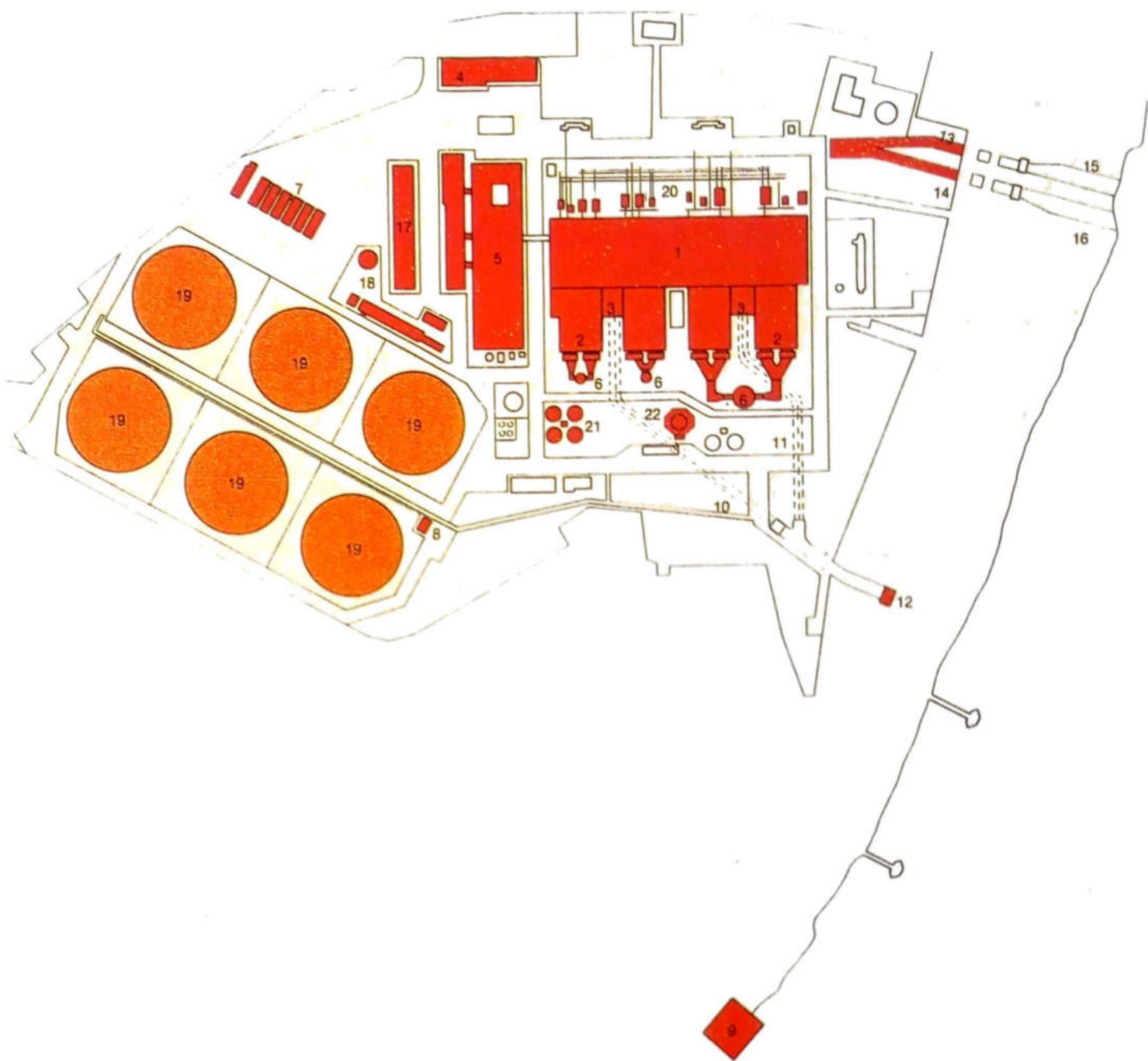


Fig. 1 - PLANIMETRIA DELLA CENTRALE DI LA CASELLA

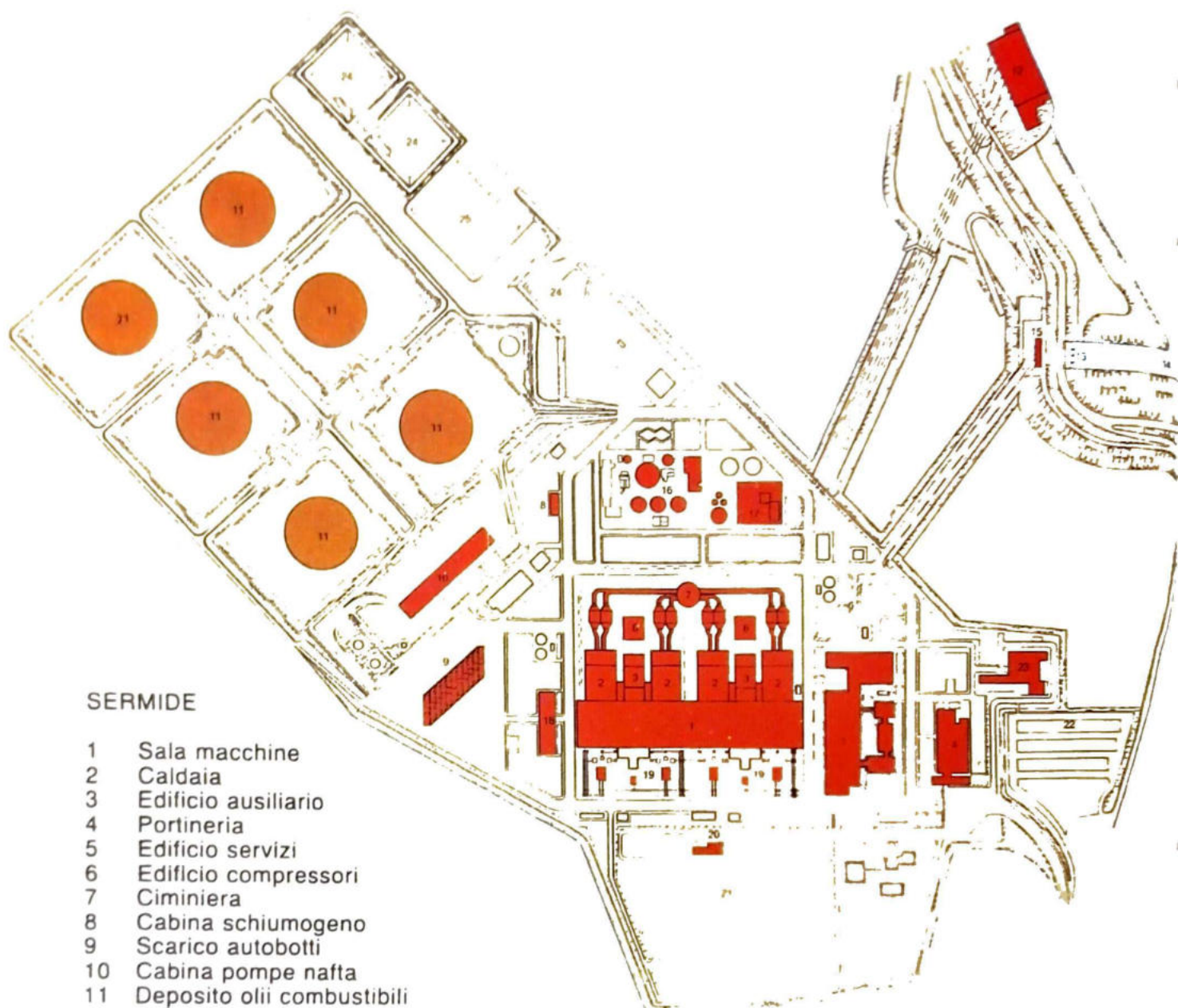


OSTIGLIA

- 1 Sala macchine
- 2 Caldaia
- 3 Edificio ausiliario
- 4 Portineria
- 5 Edificio servizi
- 6 Ciminiera
- 7 Scarico autobotti nafta
- 8 Cabina pompe nafta
- 9 Opera di presa
- 10 Tubazioni di presa acqua di circolaz.
Gr. 1-2

- 11 Tubazioni di presa acqua di circolaz.
Gr. 3-4
- 12 Fabbricato valvole rompivuoto
- 13 Tubazioni di scarico acqua di circolaz.
Gr. 1-2
- 14 Tubazioni di scarico acqua di circolaz.
Gr. 3-4
- 15 Opera di scarico Gr. 1-2
- 16 Opera di scarico Gr. 3-4
- 17 Magazzino materiali pesanti
- 18 Trattamento acque di scarico
- 19 Serbatoi nafta 50.000 m³
- 20 Zona trasformatori
- 21 Acqua demineralizzata
- 22 Serbatoio gasolio 500 m³

Fig. 2 - PLANIMETRIA DELLA CENTRALE DI OSTIGLIA



SERMIDE

- 1 Sala macchine
- 2 Caldaia
- 3 Edificio ausiliario
- 4 Portineria
- 5 Edificio servizi
- 6 Edificio compressori
- 7 Ciminiera
- 8 Cabina schiumogeno
- 9 Scarico autobotti
- 10 Cabina pompe nafta
- 11 Deposito olii combustibili
- 12 Opera di presa
- 13 Opera di restituzione
- 14 Canale di restituzione
- 15 Fabbricato valvole rompivuoto
- 16 Trattamento acque
- 17 Fabbricato demineralizzazione
- 18 Magazzino materiali pesanti
- 19 Zona trasformatori
- 20 Fabbricato servizi ausiliari
- 21 Sottostazione
- 22 Parcheggio
- 23 Fabbricato mensa e foresteria
- 24 Vasca raccolta fanghi e ceneri nafta
- 25 Stoccaggio materiali ferrosi

Fig. 3 - PLANIMETRIA DELLA CENTRALE DI SERMIDE

2. CARATTERISTICHE GENERALI DEGLI IMPIANTI

Le centrali termoelettriche realizzate dall'Enel nella pianura padana, pur possedendo caratteristiche diverse fra loro in funzione dei fornitori dei macchinari principali (caldaia, turbina, alternatore) e del combustibile previsto, sono sostanzialmente equivalenti, a parità di numero di unità e di potenza installata, dal punto di vista dell'entità dei carichi trasmessi al terreno e della estensione delle aree caricate.

Nello studio qui presentato sono state prese in esame le centrali di La Casella, Ostiglia e i precarichi dei serbatoi di Sermide. Vengono di seguito indicate le caratteristiche principali di queste centrali.

La Casella (vedi figura 1): la centrale, situata in provincia di Piacenza, si compone di quattro unità da 320 MW alimentate a olio combustibile. Le ciminiere sono due, alte 200 m, a servizio di due unità ciascuna, dotate di canna interna in refrattario antiacido. La sala macchine della centrale è unica per le quattro sezioni, servite da due edifici servizi ausiliari posti fra le due coppie di unità, sicché funzionalmente si considera divisa in due parti simmetriche. L'olio combustibile è approvvigionato mediante oleodotto al parco di stoccaggio composto da due serbatoi da 100000 m³ e due serbatoi da 50000 m³.

Ostiglia (vedi figura 2): la centrale, situata in provincia di Mantova, è costituita da quattro unità da 320 MW ciascuna ad olio combustibile denso, con sala macchine unica e due edifici servizi ausiliari posti tra le coppie di unità. Le ciminiere sono tre: una ciascuna per le prime due unità (120 e 170 m sono rispettivamente le altezze) ed una per le sezioni 3 e 4, alta 200 m. Tutte le ciminiere hanno la canna interna in refrattario antiacido. Il parco combustibile è costituito da sei serbatoi da 50000 m³, oltre ad un nuovo parco costituito da due serbatoi da 100000 m³ ed uno da 50000 m³ fuori dall'area di centrale.

Sermide (vedi figura 3): la centrale, situata in provincia di Mantova, è costituita da quattro unità da 320 MW alimentate ad olio combustibile, con sala macchine unica e due edifici servizi ausiliari posti tra le coppie di unità. Le quattro sezioni scaricano i fumi nell'atmosfera attraverso un'unica ciminiera alta 220 m. La ciminiera è costituita da una canna esterna in conglomerato cementizio armato e da quattro canne interne in acciaio. Il parco combustibile è costituito da sei serbatoi da 50000 m³ per olio combustibile e da due serbatoi da 500 m³ per gasolio.

3. ORGANIZZAZIONE DELLE MISURE DI CONTROLLO

Durante la costruzione delle centrali l'Enel ha sempre tenuto sotto controllo l'andamento dei cedimenti, a volte da epoca antecedente il getto dei plinti di fondazione.

Per il controllo del comportamento delle fondazioni di una centrale termoelettrica viene attivato un sistema di capisaldi topografici e di strumentazione geotecnica nel sottosuolo in grado di fornire dati relativi a spostamenti planimetrici e cedimenti a partire dalla data di esecuzione del getto dei pali di sottofondazione attraverso tutte le fasi di montaggio e di impartizione di tutti i carichi strutturali, permanenti e accidentali.

Vengono inoltre misurati i valori assunti dalla pressione neutra nel terreno a varie profondità. In alcuni casi, specialmente per terreni coesivi teneri, vengono installati anche assestimetri multipli, oltre ai capisaldi superficiali, e talvolta anche dei tubi inclinometrici, se si ha motivo di tenere sotto osservazione le possibili deformazioni orizzontali nel tempo.

Le attività topografiche dedicate al tracciamento ed al controllo del comportamento delle fondazioni possono essere suddivise in:

- tracciamento e materializzazione di capisaldi di riferimento;
- tracciamento delle opere;
- apposizione dei capisaldi sulle opere e collegamento ai capisaldi di tracciamento.

Successivamente tali attività proseguono con:

- ripetizione periodica delle livellazioni e triangolazioni di collegamento dei capisaldi di riferimento alla rete topografica di base, appoggiata a punti trigonometrici IGM;
- ripetizione periodica dei rilievi in centrale a partire dai capisaldi di riferimento.

La precisione dei rilievi eseguiti è tale da garantire errori inferiori a 0.1 mm nelle quote altimetriche e a 2÷3 mm nelle coordinate planimetriche; la sensibilità dei sensori impiegati nella strumentazione geotecnica è di qualche centimetro d'acqua nella misura delle pressioni e di alcuni millimetri nella misura indiretta degli spostamenti (assestimetri multipli, tubi inclinometrici).

La frequenza e il tipo di misure da eseguire vengono determinati dai progettisti in funzione dell'importanza della struttura in questione, potendosi arrivare anche a controlli quotidiani per gli spostamenti differenziali in funzione dell'avanzamento delle opere e dell'andamento rilevato delle deformazioni e dei cedimenti.

Lo stesso sistema di riferimento adottato per il tracciamento della centrale viene utilizzato per le operazioni di collaudo delle strutture, a partire dai pali di fondazione sottoposti a prove di carico, per proseguire con il collaudo idraulico dei serbatoi per combustibile o il controllo degli spostamenti delle opere in fregio a corsi d'acqua o porti, o ancora di allineamenti spondali o di scarpate.

In ogni caso viene studiato un sistema idoneo al rilevamento delle deformazioni, attraverso l'apposizione di capisaldi di livellazione, mire di allineamento, punti trigonometrici, ecc.

4. PROBLEMI CONNESSI ALLA PROGETTAZIONE

Gli edifici e le opere principali delle centrali termoelettriche realizzate dall'Enel nella pianura padana sono sostanzialmente equivalenti, dal punto di vista strutturale, sia per quanto riguarda le dimensioni che per l'entità dei carichi trasmessi al terreno.

Le opere più importanti risultano essere le ciminiere, i cavalletti di supporto dei turboalternatori, i serbatoi, le strutture di supporto delle caldaie e i capannoni delle sale macchine.

Per quanto riguarda le rigidità delle strutture, tali opere presentano caratteristiche molto diverse tra loro. La rigidità strutturale, alla quale contribuiscono le strutture di fondazione e quelle in elevazione, influenza la distribuzione dei cedimenti. Una struttura flessibile è infatti soggetta a cedimenti differenziali e distorsioni, mentre una struttura rigida cede uniformemente. I serbatoi, quasi sempre fondati direttamente sul terreno, possono essere assimilati a strutture perfettamente flessibili; le ciminiere e i cavalletti di supporto dei turboalternatori sono molto spesso dotati di fondazioni profonde e le caratteristiche geometrico-strutturali sono tali da poterli considerare come strutture perfettamente rigide; i capannoni delle sale macchine e le strutture di supporto delle caldaie si collocano invece nell'ambito di strutture dotate di rigidità di tipo intermedio fra quelle citate.

Dal punto di vista geotecnico, naturalmente, non interessa tanto la rigidità delle opere in senso assoluto, quanto la rigidità relativa struttura-terreno mediante la quale si possono studiare i problemi dei cedimenti e in particolare dei cedimenti differenziali.

L'entità dei cedimenti ammissibili di una struttura dipende da molti fattori, alcuni legati alle caratteristiche strutturali delle opere in elevazione e di fondazione, quali ad esempio le dimensioni e le tipologie adottate, altri legati al tipo di macchinari e alle tolleranze ammesse dagli stessi per il loro corretto funzionamento, altri ancora sono legati a fattori non strettamente ingegneristici quali considerazioni di carattere estetico e psicologico, l'importanza economica dell'opera, le conseguenze economiche legate al manifestarsi di fessurazioni, allargamento dei giunti o leggere inclinazioni. È quindi evidente che la problematica dei cedimenti è molto complessa e ha stimolato, sin dalla nascita della geotecnica, ricerche da parte di molti studiosi.

Per quanto riguarda le deformazioni della struttura, vari autori hanno definito, mediante analisi effettuate su diverse tipologie strutturali, i limiti entro i quali queste debbono essere contenute [33], [22], [26], [6], [7] e [8].

In particolare viene spesso considerato come termine di confronto il rapporto fra il cedimento differenziale e la distanza fra due punti della fondazione, definito come distorsione angolare (vedi fig. 4).

Non bisogna inoltre dimenticare che, dato il collegamento esistente tra cedimenti totali e differenziali, si può fare riferimento, per un accettabile comportamento delle strutture, ai soli cedimenti totali come suggerito da Terzaghi & Peck [37] e da Skempton & Mac Donald [33].

Per le opere principali delle centrali costruite dall'Enel, in relazione alle esigenze di funzionamento degli impianti, vengono imposte, in fase di progettazione, delle distorsioni angolari massime pari a 1/1000.

Non devono sottostare a queste pesanti condizioni i serbatoi per i quali sono ammissibili cedimenti assoluti e differenziali molto maggiori di quelli che si accettano per la maggior parte delle strutture, richiedendo solamente una sufficiente verticalità sia per escludere il pericolo dell'ovalizzazione che per permettere il funzionamento del tetto.

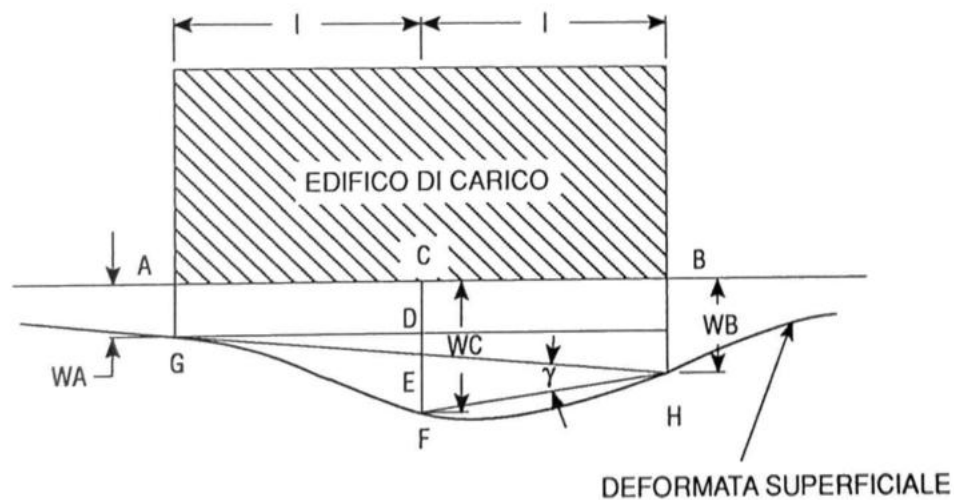
I terreni di fondazione delle centrali termoelettriche costruite nella pianura padana sono costituiti da materiale alluvionale, sono molto diversi nei vari siti e sono caratterizzati in genere da una notevole eterogeneità delle stratigrafie.

L'esigenza di contenere i cedimenti entro limiti accettabili ha condotto alla progettazione di

strutture dotate di fondazioni sia superficiali che profonde, tutte con platee e plinti di spessore molto elevato e quindi piuttosto rigide. In alcuni casi si è ricorso alla sostituzione del terreno più superficiale oppure al miglioramento dello stesso mediante interventi di vibroflottazione.

Dalle considerazioni svolte emerge che la corretta progettazione delle fondazioni di un'opera deve avere come obiettivo prioritario la prevenzione da eccessivi cedimenti, sia assoluti che differenziali, i quali potrebbero comprometterne del tutto la stabilità oppure potrebbero limitarne la funzionalità per la quale è concepita. Il progettista geotecnico deve essere quindi in grado di potere calcolare con una certa precisione i cedimenti delle opere in modo da ottimizzare la progettazione delle fondazioni, garantendo la sicurezza e la funzionalità delle strutture e allo stesso tempo limitando i costi evitando eccessivi sovradimensionamenti.

Un aspetto importante da considerare nella progettazione di opere importanti costruite in adiacenza le une alle altre riguarda la possibilità di valutare l'influenza reciproca delle varie impronte di carico; infatti le strutture, che non vengono in genere costruite contemporaneamente, possono subire dei cedimenti supplementari per effetto della costruzione di edifici vicini. Il progettista geotecnico deve essere in possesso quindi di strumenti di calcolo in grado di analizzare anche questo tipo di problemi.



- $AG = WA$ cedimento assoluto al vertice A
 $BH = WB$ cedimento assoluto al vertice B
 $CF = WC$ cedimento assoluto al centro C
 $CE = (WB + WA) / 2$ cedimento medio al centro C
 $\Delta = EF = CF - CE$ cedimento differenziale massimo al centro
 la distorsione massima al centro è definita come:
 $\gamma = \Delta / l = [WC - (WB + WA) / 2] / l$

Fig. 4 - DISTORSIONI ANGOLARI

5. MODELLI E METODI DI CALCOLO

I principali fattori che devono essere tenuti in conto nell'analisi del comportamento delle fondazioni nel tempo sono [21]:

- le sequenze cronologiche delle fasi di carico;
- i cedimenti differenziali nelle strutture di fondazione;
- il comportamento altamente non lineare, in termini di sforzi e deformazioni, dei terreni;
- i movimenti relativi che possono avere luogo sulle interfacce suolo-struttura;
- il fenomeno evolutivo della consolidazione, con dissipazione delle pressioni neutre nel tempo;
- i mutui effetti di interazione tra suolo e strutture che comportano una continua redistribuzione degli stati tensionali sia nel terreno che nelle strutture;
- i mutui effetti tra strutture adiacenti;

In genere, i problemi di interazione sono affrontati con metodi di calcolo che è possibile raggruppare in due categorie distinte. Nella prima rientrano i metodi disaccoppiati in quanto le equazioni di equilibrio, di continuità e di congruenza sono disaccoppiate e non sono tutte soddisfatte contemporaneamente.

Nella seconda categoria rientrano i metodi che permettono di effettuare l'analisi accoppiata di interazione nel tempo con la quale in ogni istante le equazioni di campo e le condizioni al contorno sono tutte simultaneamente soddisfatte.

Sono stati sviluppati ed utilizzati sistematicamente tre modelli di calcolo, due appartenenti alla categoria dei metodi disaccoppiati e uno a quella dei metodi accoppiati.

I primi due sono stati implementati nei programmi di calcolo denominati EDOM e FIESTA/EDOM, il terzo nel programma di calcolo OMEGA.

5.1 Il programma EDOM

Il programma, sviluppato per analizzare il problema dei cedimenti nel tempo dei terreni di fondazione, prevede la schematizzazione del terreno come un multistrato in cui le caratteristiche geotecniche sono variabili da strato a strato [32].

I cedimenti totali, ad ogni istante considerato, sono ottenuti come somma di un cedimento immediato e di un cedimento di consolidazione.

Le ipotesi assunte sono le seguenti:

- 1) ogni strato del terreno che forma il multistrato è considerato di spessore costante;
- 2) il moto dell'acqua e le deformazioni del terreno avvengono solo nella direzione verticale (condizioni edometriche);
- 3) incompressibilità delle particelle solide e dell'acqua;
- 4) saturazione totale del terreno ($S_r = 100\%$);
- 5) relazione tensioni-deformazioni lineare per quanto riguarda i cedimenti immediati.
- 6) i carichi esterni sono applicati istantaneamente, andamenti complessi di carico nel tempo possono essere simulati con successivi gradini di carico;
- 7) la permeabilità di ogni strato coesivo è costante nel tempo e nello spazio.

Il primo passo affrontato nella soluzione del problema prevede la suddivisione degli strati di terreno prima definiti in un certo numero di sottostrati per ognuno dei quali viene calcolato l'aumento di tensione medio indotto dal carico applicato, con la teoria di Boussinesq relativa ad un semispazio elastico omogeneo ed isotropo. Le impronte di carico delle strutture possono essere schematizzate come infinitamente rigide o flessibili, di forma rettangolare e circolare o di forma ottenuta dalla combinazione

di queste geometrie semplici.

Nell'istante in cui viene applicato il carico, per le ipotesi assunte, la sovrappressione neutra indotta Δu , in condizioni non drenate, è uguale all'incremento di tensione verticale totale $\Delta\sigma_z$ provocato dal carico:

$$\Delta u = \Delta\sigma_z$$

Viene poi calcolato l'andamento nel tempo delle sovrappressioni neutre tramite integrazione numerica alle differenze finite della seguente equazione:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

dove: C_v = coefficiente di consolidazione;
 u = pressione neutra;
 z = profondità;
 t = tempo.

Per il principio delle tensioni efficaci, la dissipazione nel tempo delle sovrappressioni neutre induce un incremento delle tensioni efficaci nel terreno al quale corrisponde una deformazione che si può ricavare dal diagramma (tensioni efficaci σ^l - indice dei vuoti e) ottenuto con prove edometriche.

Il programma EDOM dispone di due opzioni per il calcolo del cedimento di consolidazione: la curva edometrica può essere schematizzata con due segmenti (vedi figura 5.a) fornendo i valori dell'indice dei compressibilità C_c e dell'indice di ricomprensione C_s , ovvero può essere descritta con un numero maggiore di segmenti (vedi figura 5.b) fornendo le coordinate di alcuni dei punti che la definiscono.

Per quanto riguarda la componente istantanea del cedimento la legge costitutiva adottata è di tipo lineare: noto l'incremento di tensione totale $\Delta\sigma$ indotto dal carico, il cedimento di uno strato di spessore H è dato dalla:

$$\Delta H = H \frac{\Delta\sigma}{E}$$

Ad ogni istante i cedimenti totali sono ottenuti come somma di un cedimento immediato e di un cedimento edometrico di consolidazione.

In definitiva la soluzione prevede il calcolo della distribuzione di tensioni e cedimenti indotte nel terreno conseguenti all'applicazione dei carichi. Le tensioni e i cedimenti immediati indotti possono essere calcolati per geometrie semplici delle impronte di carico (rettangolari, circolari).

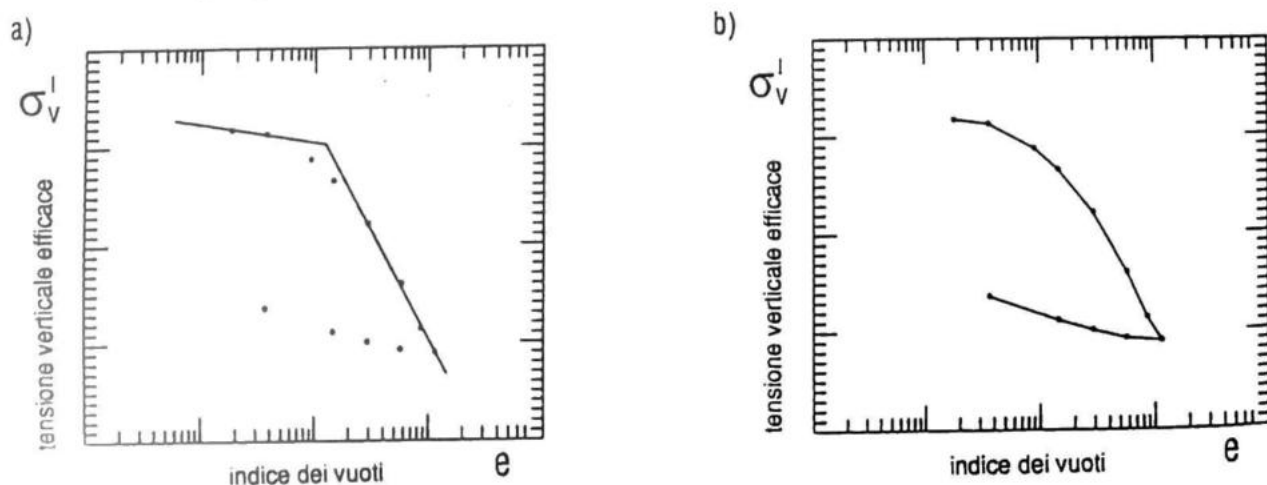


Fig. 5 - SCHEMATIZZAZIONE DELLA CURVA EDOMETRICA
 a) Con una bilatera - b) Definita per punti

5.2 Il programma FIESTA/EDOM

Dalle analisi effettuate e dalle esperienze maturate con il programma EDOM, è stata messa in evidenza la difficoltà di aderire alla realtà fisica del problema non appena si abbandonino le ipotesi piuttosto restrittive che prevedono di schematizzare il problema con impronte di carico “perfettamente flessibili” su un terreno omogeneo.

I limiti della versione originale del programma EDOM vengono brevemente illustrati di seguito.

Il programma EDOM prevede la possibilità di studiare anche fondazioni di tipo “perfettamente rigido”, limitatamente però a geometrie particolari quali impronte rettangolari e circolari, con l’ipotesi di distribuzione delle tensioni nel terreno secondo lo schema “perfettamente flessibile” per punti appartenenti a verticali al di fuori dell’area di carico.

Nel caso in cui si voglia considerare l’effetto di strati con diversa rigidità, sulla distribuzione delle tensioni nel terreno, è possibile correggere le tensioni calcolate secondo la teoria di Boussinesq nell’ipotesi di semispazio omogeneo, tenendo conto in maniera approssimata dell’effetto di due soli strati di cui il più superficiale sia più rigido del secondo. Viene trascurato l’effetto nel caso in cui il primo strato sia meno rigido del secondo e non è possibile inoltre tenere conto di una stratificazione più complessa.

L’analisi di fondazioni profonde è subordinata alla formulazione di ipotesi semplificative riguardanti la posizione e le dimensioni di una fondazione fittizia al disotto della quale vengono distribuite le tensioni trasmesse dalla struttura.

Tale approccio, che pure rende possibile affrontare problemi abbastanza complessi, è basato molto sull’esperienza del progettista e lascia margini di incertezza sulle scelte da effettuare.

I problemi messi in evidenza dalle analisi effettuate e qui brevemente riassunti, assieme alla possibilità di considerare strutture di rigidità qualsiasi, vengono superati affidando l’analisi dello stato tensionale e deformativo, nell’istante in cui vengono applicati i carichi, ad un codice ad elementi finiti tridimensionali.

La scelta è stata effettuata a favore del codice FIESTA [1], [25], sviluppato dall’ISMES e ampiamente collaudato. Si tratta di un programma che utilizza elementi tridimensionali con funzioni di forma di tipo gerarchico con legge costitutiva elastica lineare.

La scelta del semplice modello di comportamento lineare elastico è stata condizionata dall’esigenza di contenere i tempi di calcolo ma non si tratta, come è stato messo in evidenza dal confronto fra i risultati ottenuti con tale modello e le misure sperimentali, di un’ipotesi troppo semplificativa quando si vogliono studiare problemi di cedimenti in fase di costruzione e di esercizio, in corrispondenza cioè di livelli tensionali modesti.

Il programma EDOM è stato modificato per consentire di leggere da un file esterno la distribuzione delle tensioni e gli spostamenti “immediati” conseguenti all’applicazione di un incremento di carico, secondo il diagramma di flusso indicato in figura 6.

Oltre ad una definizione dello stato tensionale più rigorosa, l’interfacciamento con un codice ad elementi finiti permette di calcolare anche gli spostamenti conseguenti all’applicazione dei carichi tenendo conto della tridimensionalità del problema e quindi superando le ipotesi semplificative che vengono fatte per il calcolo dei cedimenti immediati con le soluzioni in forma chiusa.

Dalle esperienze maturate con il confronto tra le distribuzioni delle tensioni calcolate in forma chiusa e con gli elementi finiti è stata messa in evidenza la marcata influenza che gioca la posizione della superficie di contorno alla base della mesh del terreno sulla quale vengono imposti i vincoli di spostamento verticale nullo. Infatti le tensioni calcolate in forma chiusa tendono a smorzarsi con andamento asintotico rispetto alla verticale di calcolo più rapidamente delle tensioni calcolate con gli elementi finiti e con differenze maggiori quanto minore è lo spessore di terreno considerato nella discretizzazione.

Nella figura 7 sono rappresentate le distribuzioni delle tensioni verticali con la profondità calcolate in forma chiusa e con gli elementi finiti con due diverse ipotesi sulla superficie al contorno inferiore; le distribuzioni delle tensioni sono state ottenute da alcune analisi preliminari eseguite per i calcoli dei cedimenti del rilevato di precarico n. 1 della centrale termoelettrica di Sermide, riportati nel capitolo 10 al paragrafo 10.6.

La scelta dello spessore di terreno da considerare nei calcoli deve essere fatta quindi con molta attenzione per non trascurare dei contributi di spostamento importanti nel caso in cui il calcolo sia condotto in forma chiusa e per non sovrastimare invece le tensioni e i cedimenti nel caso in cui il calcolo sia condotto con gli elementi finiti.

Nel caso in cui vengano analizzati problemi di cedimenti di strutture su fondazioni profonde, le differenze fra i calcoli eseguiti con EDOM e con gli elementi finiti sono ancora maggiori, come si può vedere dalle distribuzioni delle tensioni verticali rappresentate nella figura 8. Con il programma EDOM infatti, per calcolare i cedimenti di fondazioni profonde, viene schematizzata una fondazione fittizia e le tensioni al disopra del piano di posa della fondazione stessa sono considerate nulle; in questo modo vengono trascurati i contributi forniti ai cedimenti dagli strati più superficiali.

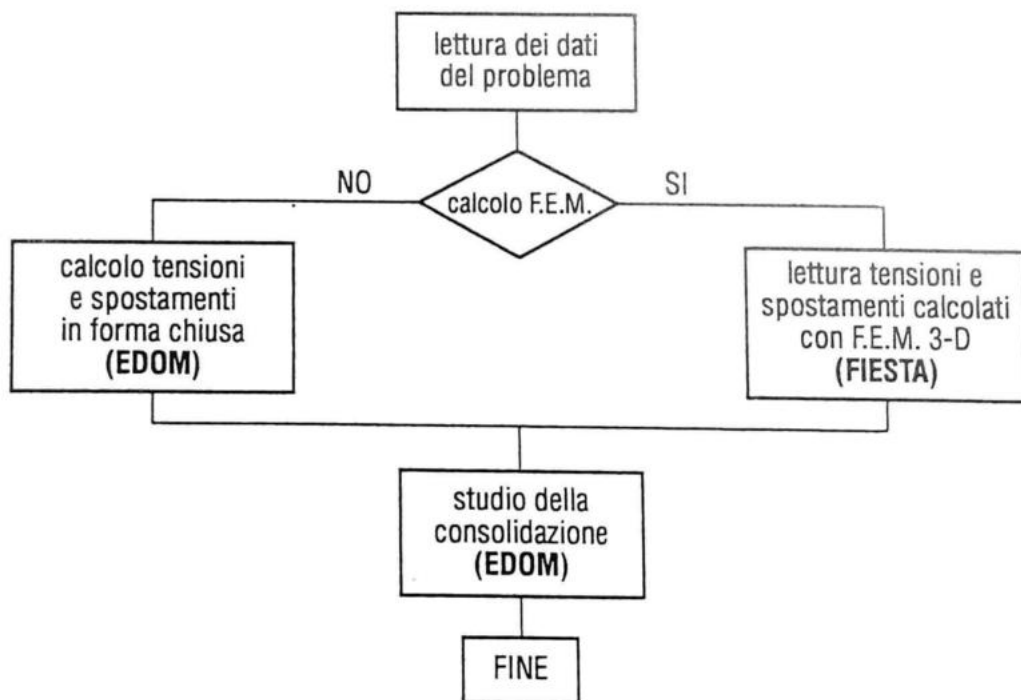


Fig. 6 - DIAGRAMMA DI FLUSSO DELLA STRUTTURA DI FUNZIONAMENTO DEI PROGRAMMI EDOM E FIESTA/EDOM

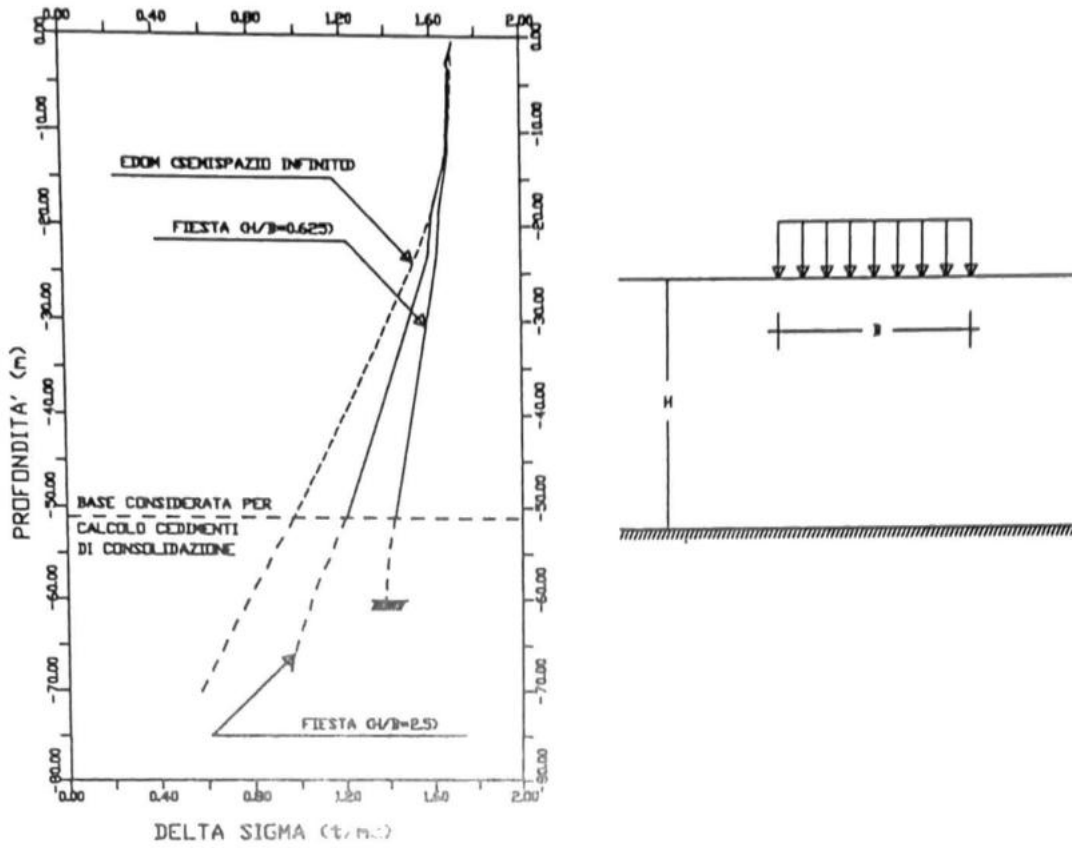


Fig. 7 - SERMIDE - RILEVATO DI PRECAMBIO SERBATOIO 1
 DELTA SIGMA AL CENTRO DOVUTE A $Q = 1.7 \text{ t/mq}$

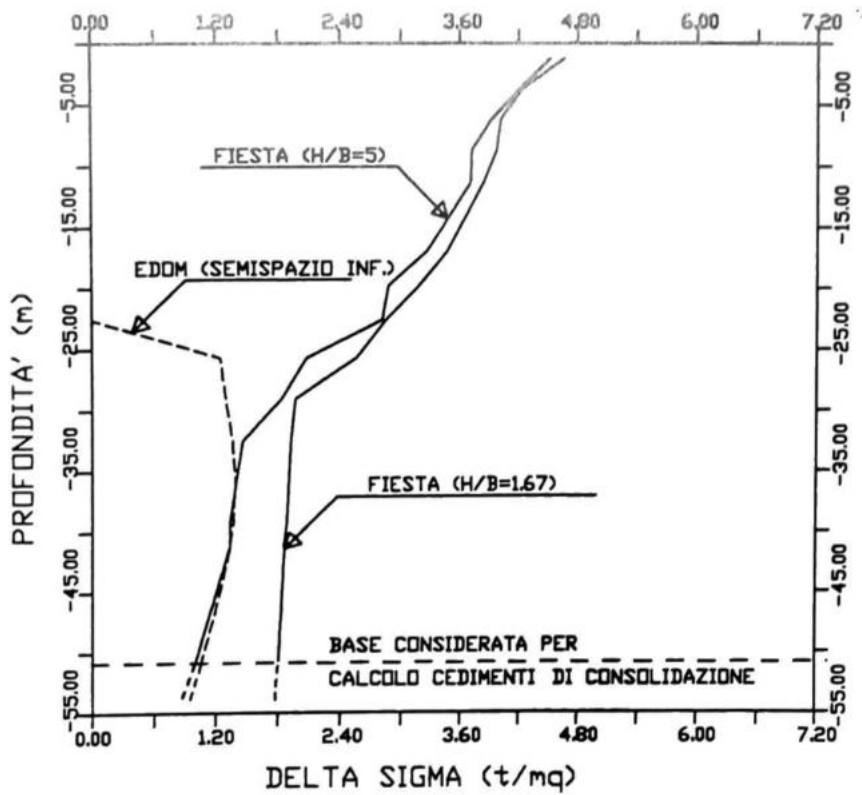


Fig. 8 - OSTIGLIA - CIMINIERA GRUPPI 3-4
 DELTA SIGMA AL CENTRO DOVUTE A $Q = 4.8 \text{ t/mq}$

5.3 Il programma OMEGA

Il programma OMEGA [16] può analizzare, con il metodo degli elementi finiti (2-D e 3-D), problemi statici e dinamici, con varie leggi costitutive dei materiali.

Con il codice OMEGA è possibile modellare gli stessi fattori menzionati per i programmi EDOM e FIESTA/EDOM. La sostanziale differenza consiste nella possibilità di utilizzare diverse leggi costitutive e nel fatto che ad ogni istante tutte le equazioni di campo e le condizioni al contorno sono contemporaneamente soddisfatte. La consolidazione è studiata con la teoria tridimensionale di Biot [5].

La completa definizione del problema necessita che siano stabilite le leggi costitutive che governano il comportamento dei materiali sia delle strutture che dei terreni, le caratteristiche di permeabilità dei terreni, le geometrie dei domini in esame e le condizioni al contorno relative sia agli spostamenti che alle pressioni neutre.

Nei casi esaminati è stato assunto per i materiali un comportamento di tipo elastico e sono stati utilizzati elementi isoparametrici a 8 nodi considerando come gradi di libertà ad ogni nodo due spostamenti e la pressione neutra. Le pressioni neutre calcolate sono state poi trattate con la tecnica di smoothing proposta da Reed [29] 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 [4], [16] e [20].

6. CARATTERISTICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

6.1 Centrale di La Casella

L'indagine geognostica, comprendente prove penetrometriche statiche e dinamiche e sondaggi con prelievo di campioni su cui sono state eseguite delle prove di laboratorio, ha messo in evidenza una buona omogeneità dei terreni di fondazione, costituiti in prevalenza da sabbie e ghiaie ben addensate.

Nel terreno sabbioso più superficiale, fino a circa 10 m dal piano campagna, si ha un primo livello di circa 3 m di limo, qualche altro livello limoso e sabbia piuttosto sciolta (resistenza alla punta del penetrometro statico $Q_c = 3+4$ MPa); si è provveduto quindi ad un trattamento per migliorarne le caratteristiche. In corrispondenza degli elementi di fondazione si è eseguito uno scavo di circa 3 m con successiva sostituzione con sabbia di riporto, mentre per tutta l'area degli impianti si è trattato il terreno con vibroflottazione fino ad ottenere per il terreno interessato una Q_c mediamente pari a 7 MPa.

Da 10 m di profondità fino a 29 m circa è presente un banco di sabbia e ghiaia con valori della resistenza alla punta Q_c variabili da 15 MPa a 30 MPa. Alla profondità di 29 m circa dal piano campagna si incontra uno strato limoso argilloso dello spessore pari a 1.2 m. Seguono fino alla profondità di 44 m ancora sabbie e ghiaie piuttosto addensate. Da 44 sino a 60 m circa di profondità dal piano campagna si incontrano limi sovraconsolidati, mentre fino alla profondità necessaria per i calcoli è stata ipotizzata la presenza di sabbia e ghiaia molto addensate.

Nella figura 13 sono rappresentati lo schema stratigrafico e un diagramma con i valori tipici di resistenza alla punta risultanti dalle prove penetrometriche statiche.

6.2 Centrale di Ostiglia

L'esame dei risultati delle prove in situ ed in laboratorio, ha messo in evidenza un primo strato superficiale dello spessore pari a circa 8 m di limo argilloso di consistenza bassa cui seguono, fino a circa 24 m di profondità, alternanze di limi argillosi e debolmente argillosi piuttosto consistenti ($Q_c = 3+4$ MPa). Da 24 a 41 m dal piano campagna si incontra uno strato di sabbia fine limosa e poi di sabbia media grigia piuttosto addensate ($Q_c = 15+25$ MPa). Dalla profondità di 41 m fino a 51 m è presente un banco limoso argilloso con noduli torbosi. Da questa quota fino alla profondità massima utilizzata nei calcoli si è considerata la presenza di sabbia densa.

Nella figura 29 sono rappresentati lo schema stratigrafico e un diagramma rappresentante i valori tipici di resistenza alla punta risultanti dalle prove penetrometriche statiche.

6.3 Centrale di Sermide

Sulla base dei dati forniti da un'ampia campagna geognostica si possono distinguere i seguenti strati:

- I strato di 2+4 m di spessore formato da limo argilloso e sabbioso con venature di sabbia limosa, ricoperto da terreno vegetale. In seguito ad un intervento di bonifica questo strato è stato sostituito, per uno spessore di 3 m, da sabbia;
- II strato dello spessore di circa 10 m costituito da argille e argille limose con zone a venature torbose e livelli di limo argilloso e sabbioso. Le argille della parte media dello strato sono generalmente di minore consistenza, del tipo normalmente consolidato, mentre nella parte alta e bassa sono più consistenti e sovraconsolidate;
- III strato dello spessore di 5+6 m formato da banchi di sabbia fine e limosa abbastanza densa e limo sabbioso intercalati a strati di argilla limosa di varia consistenza e livelli torbosi;
- IV strato dello spessore di 5+6 m costituito da limo sabbioso di buona consistenza e sovraconsolidato intercalato da livelli di sabbia fine densa;

- V strato di sabbia fine e densa estesa sino alla profondità ritenuta necessaria per i calcoli.
I valori tipici della resistenza alla punta misurati con prove penetrometriche statiche nei terreni in esame sono riportati nella figura 55 assieme ad uno schema stratigrafico.

7. SCELTA DEI PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici utilizzati nei vari tipi di calcolo sono stati determinati sulla base di prove in situ e in laboratorio convenzionali (sondaggi con prelievo di campioni indisturbati di buona qualità, prove penetrometriche con punta meccanica ed elettrica, prove triassiali non consolidate e consolidate di tipo isotropo e prove edometriche ad incremento di carico controllato). I modelli di calcolo descritti al capitolo 5 necessitano di diversi gruppi di parametri geotecnici come è indicato schematicamente nella tabella I.

PARAMETRI NECESSARI	EDOM	FIESTA/EDOM	OMEGA
modulo elastico non drenato E_u	X strati coesivi	X strati coesivi	
modulo elastico drenato E (secante)	X strati incoerenti	X strati incoerenti	X strati incoerenti
rapporto di Poisson	X	X	X
coefficiente di consolidazione C_v	X strati coesivi	X strati coesivi	
coefficiente di permeabilità K			X
curva edometrica oppure: indice di compressione C_c , indice di ricomprensione C_e , grado di sovraconsolid. OCR, indice dei vuoti iniziale e_0	X strati coesivi	X strati coesivi	

Tabella I

Il modulo elastico non drenato E_u per gli strati coesivi viene fornito ai programmi EDOM e FIESTA per determinare lo stato deformativo del terreno nell'istante in cui vengono applicati i carichi (cedimento immediato). Tale parametro può essere determinato dai risultati di prove triassiali non consolidate oppure sulla base delle correlazioni con la resistenza al taglio non drenata C_u , con il grado di sovraconsolidazione OCR, con l'indice di plasticità I_p [15] e con la resistenza alla punta del penetrometro statico [31].

Il modulo elastico in condizioni drenate E per i terreni incoerenti e coesivi viene fornito per determinare lo stato deformativo a lungo termine (per gli strati incoerenti coincide con quello immediato). Questo parametro è funzione della tensione media di confinamento nei vari strati e del livello tensionale che viene raggiunto dopo l'applicazione dei carichi. Tale parametro può essere determinato per i terreni incoerenti, a causa della difficoltà di procurarsi campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio, utilizzando le correlazioni empiriche con la resistenza alla punta Q_c del penetrometro [2], [30], [39] e [13]. Per i terreni coesivi il modulo drenato può invece essere determinato sulla base di prove triassiali consolidate oppure desunto, fissato il rapporto di Poisson, dal modulo edometrico ricavato con le prove edometriche.

Il rapporto di Poisson, come indicato in letteratura, può variare normalmente secondo il tipo di terreno tra 0.25 e 0.5; tale parametro non può essere ricavato dalle usuali prove in situ e di laboratorio ma il suo campo di validità è usualmente abbastanza ristretto e non influenza in modo sostanziale i

risultati dei calcoli.

I coefficienti di consolidazione o quelli di permeabilità utilizzati nei calcoli per valutare il decorso dei cedimenti nel tempo vengono determinati sulla base dei risultati delle prove edometriche convenzionali.

8. SCHEMATIZZAZIONE DEL TERRENO E DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

8.1 Rappresentazione di più strati mediante uno strato equivalente

Per quanto riguarda la schematizzazione del terreno si ricorda che la stratigrafia si presenta generalmente composta da un'alternanza più o meno fitta di strati di natura e caratteristiche diverse, per cui risulta difficile e comunque oneroso in termini di tempi di calcolo riuscire a schematizzare con elementi finiti tutti i vari strati. Bisogna quindi riuscire a rappresentare più strati con un unico strato equivalente significativo.

Se le analisi da eseguire sono del tipo accoppiato, per le quali è necessario realizzare degli infittimenti della mesh negli strati coesivi in prossimità delle superfici drenanti, al fine di rappresentare con una certa accuratezza l'andamento delle pressioni neutre [29], il problema del tempo di calcolo si manifesta in modo molto evidente. Il problema si ripropone negli stessi termini anche nelle analisi tensio-deformative disaccoppiate tridimensionali.

Pensando invece di volere rappresentare una serie di strati di diversa natura e caratteristiche mediante un singolo strato, si devono ricavare sia il modulo di deformazione che le caratteristiche di permeabilità dello strato equivalente [3].

Per quanto riguarda il modulo di deformazione equivalente si può fare riferimento ad una situazione drenata: supponendo che la somma s^* degli spessori s_i degli strati da unire non sia troppo grande, si può ipotizzare che lo stato di tensione sia costante all'interno degli strati per cui è sufficiente considerare gli stessi in serie come rappresentato in figura 9.

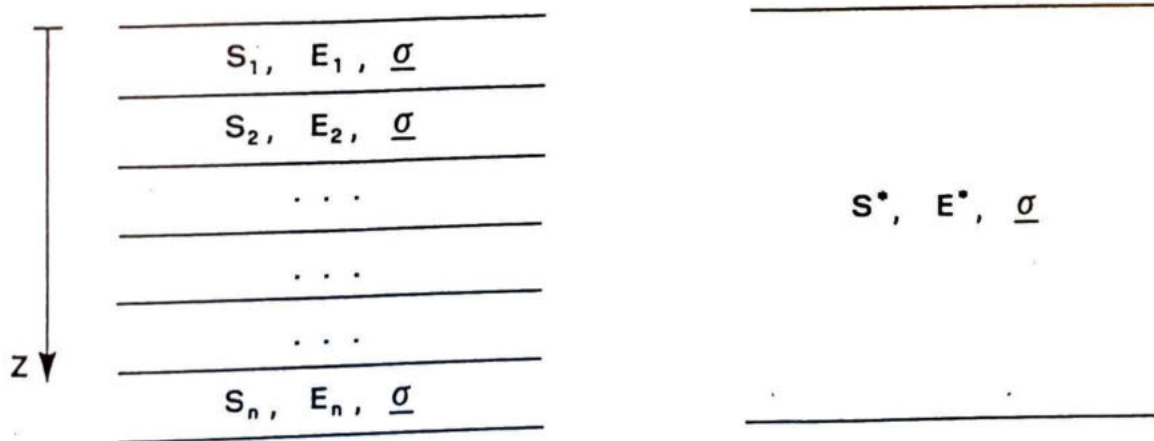


Fig. 9 - SPESSORE E MODULO DI DEFORMABILITA' DELLO STATO EQUIVALENTE A PIU' STRATI IN SERIE

dove:

s_i = spessore dello strato i -esimo;

E_i = modulo di Young dello strato i -esimo;

s^* = spessore totale;

E^* = modulo di Young equivalente;

$\underline{\sigma}$ = vettore delle tensioni.

Considerando i soli spostamenti verticali δ_{zi} si può scrivere:

$$\delta_{zi} = \frac{\sigma_z S_i}{E_i} \quad (i=1, n) \quad (1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta^*_z = \frac{\sigma_z S^*}{E^*} \\ \delta^*_z = \sum_{i=1}^n \delta_{zi} \end{array} \right. \quad (2)$$

Introducendo le (1) nelle (2) si ottiene:

$$E^* = \frac{S^*}{\sum_{i=1}^n \frac{S_i}{E_i}} \quad (3)$$

La individuazione delle caratteristiche di permeabilità dello strato equivalente richiede la formulazione di ipotesi che devono essere attentamente tenute in considerazione, in quanto la loro validità è legata alla distribuzione relativa delle permeabilità dei vari strati e alle condizioni di drenaggio al contorno. L'impostazione del problema può essere fatta sia in termini di coefficienti di permeabilità che in termini di coefficienti di consolidazione.

Nella trattazione che segue si farà riferimento a strati di terreno coesivi saturi caratterizzati da coefficienti di permeabilità K_i o di consolidazione C_{vi} costanti.

La prima ipotesi riguarda la monodimensionalità del moto dell'acqua nella direzione verticale e non è da ritenersi troppo restrittiva in quanto l'effetto bi o tridimensionale viene considerato nell'analisi ad elementi finiti successivamente a questa prima fase di schematizzazione.

Facendo riferimento ad una serie di strati coesivi indefiniti lungo la direzione orizzontale, delimitati da una superficie impermeabile inferiore e da una superficie drenante superiore (figura 10) si possono esprimere le velocità v_i dell'acqua in accordo con la legge di Darcy:

$$v_i = -K_i \frac{\partial u_i}{\partial z}$$

dove u_i è la sovrappressione neutra dello strato i -esimo.

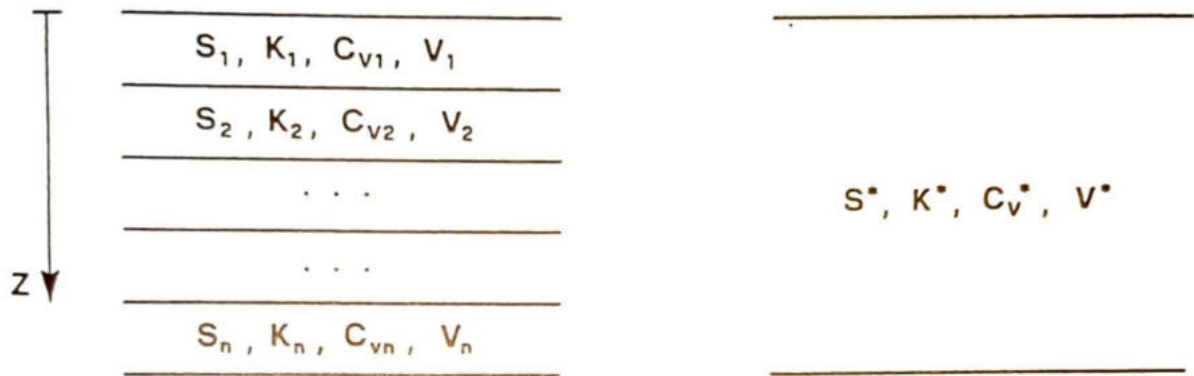


Fig. 10 - SPESSORE, PERMEABILITA' E COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE DELLO STRATO EQUIVALENTE A PIU' STRATI IN SERIE

Se le permeabilità dei vari strati sono dello stesso ordine di grandezza, è lecito fare l'ipotesi che le velocità dell'acqua v_i siano uguali e cioè:

$$v_1 = v_2 = \dots = v_n = v^*$$

Da questa ipotesi, esprimendo le velocità secondo la legge di Darcy, si ottiene:

$$\frac{\partial u_i}{\partial z} = \frac{K^*}{K_i} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (4)$$

Un'altra relazione si può ricavare imponendo che la somma degli integrali dei gradienti di sovrappressione neutra nei vari strati sia uguale all'integrale del gradiente di pressione neutra nello strato equivalente e precisamente:

$$\int_0^{s^*} \frac{\partial u}{\partial z} dz = \sum_{i=1}^n \int_0^{s^i} \frac{\partial u_i}{\partial z} dz$$

con una approssimazione si possono considerare costanti all'interno degli strati i termini

$\frac{\partial u}{\partial z}$ per cui :

$$s^* \frac{\partial u}{\partial z} = \sum_{i=1}^n s_i \frac{\partial u_i}{\partial z}$$

Utilizzando la (4), la permeabilità equivalente risulta:

$$K^* = \frac{s^*}{\sum_{i=1}^n \frac{s_i}{K_i}} \quad (5)$$

Questa espressione è stata suggerita da Terzaghi [36].

Volendo esprimere le caratteristiche dello strato equivalente tramite il coefficiente di consolidazione C_v^* si può riscrivere la (5) come:

$$\frac{C_v^* \gamma_a}{E^*} = \frac{s^*}{\sum_{i=1}^n \frac{s_i E_i}{C_{vi} \gamma_a}}$$

dove γ_a è il peso specifico dell'acqua.

Sostituendo al posto di E^* l'espressione (3) precedentemente ricavata si ottiene:

$$C_v^* = \frac{s^{*2}}{\sum_{i=1}^n \frac{s_i^2}{C_{vi}}} \quad (6)$$

Il confronto fra i risultati ottenuti con questo tipo di approssimazione e di ipotesi e quelli ottenuti con le differenze finite, rispettando anche la continuità delle sovrappressioni neutre all'interfaccia fra i vari strati, ha messo in evidenza la limitata validità delle espressioni (5) e (6).

Per determinare le caratteristiche di permeabilità equivalenti da utilizzare nelle analisi eseguite sono stati tarati dei modellini alle differenze finite utilizzando i valori di C_v forniti dalla (6) solamente per avere dei parametri di primo tentativo.

8.2 Schematizzazione delle palificate

Nella fase di schematizzazione delle strutture di fondazione si deve cercare di contenere i tempi di calcolo, in modo particolare quando si adottano modelli ad elementi finiti. Le strutture di fondazione possono essere di tipo superficiale (plinti, travi rovescie o platee) o profonde (pali o diaframmi). Le schematizzazioni che vengono adottate dipendono tanto dai metodi di calcolo quanto dalle tipologie strutturali. Per le fondazioni superficiali non si pongono particolari problemi.

Per le fondazioni profonde se la schematizzazione è operata con elementi finiti, al fine di contenere i tempi di calcolo entro limiti accettabili, è opportuno ricorrere a schemi semplificati che non tengano conto della reale distribuzione delle strutture nello spazio tridimensionale.

Nel caso in cui i pali siano disposti lungo delle circonferenze (figura 11.a) e siano abbastanza distanziati fra loro, si possono considerare, in pianta, delle corone circolari (figura 11.b) ognuna delle quali caratterizzata da un'area pari alla somma delle aree dei pali che stanno sulla circonferenza corrispondente e con diametro medio pari a quello della circonferenza stessa [28].

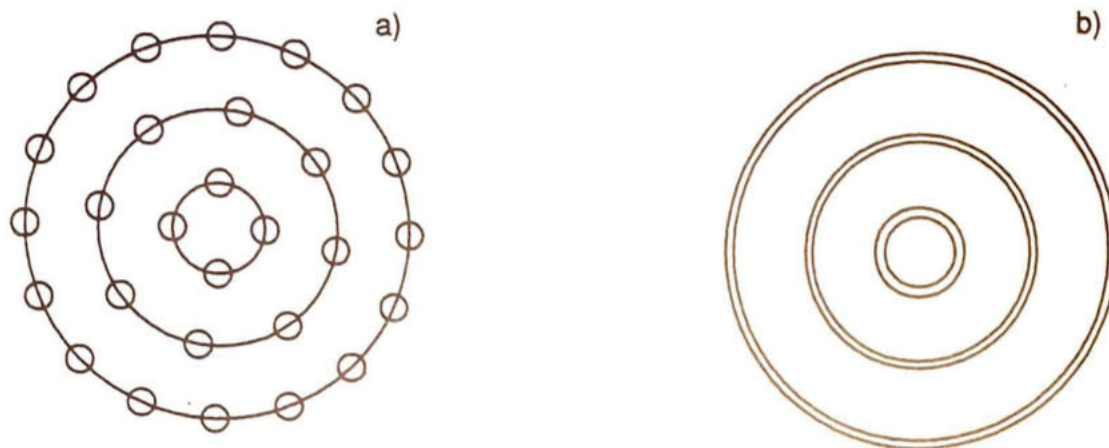


Fig. 11 - a) GEOMETRIA DI FONDAZIONE SU PALI DISPOSTI LUNGO CIRCONFERENZE;
b) GEOMETRIA DI CALCOLO CON CORONE EQUIVALENTI ALLA PALIFICATA

Nel caso in cui i pali siano molto numerosi e fitti (figura 12) il metodo esposto comporterebbe una discretizzazione troppo onerosa per cui si è ritenuto opportuno considerare il volume individuato dalla palificata come un materiale omogeneo di rigidità pari a quella dei pali e del terreno compreso, considerati in parallelo.

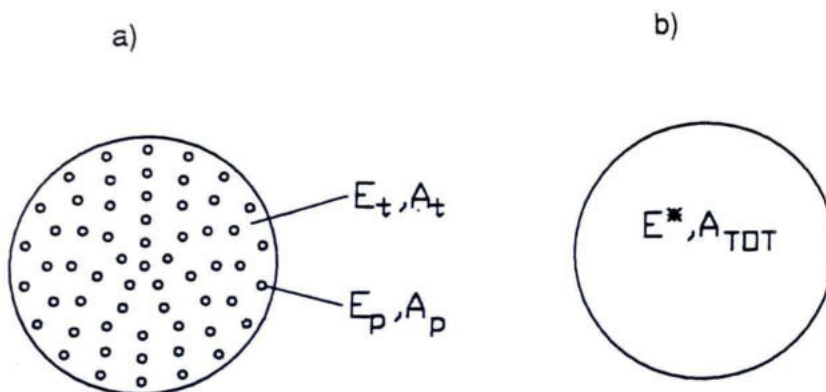


Fig. 12 - a) GEOMETRIA DI FONDAZIONE SU PALI FITTI
b) GEOMETRIA DI CALCOLO

Ipotizzando che non ci siano scorrimenti fra i pali e il terreno compreso tra essi, per la congruenza si può scrivere:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_t = \varepsilon^*$$

dove ε_p = deformazione dei pali;
 ε_t = deformazione del terreno;
 ε^* = deformazione del materiale equivalente.

La relazione precedente si può esplicitare come:

$$\frac{\sigma_p}{E_p A_p} = \frac{\sigma_t}{E_t A_t} = \frac{\sigma_{TOT}}{E^* A_{TOT}}$$

dove:

σ_p = tensione sui pali;
 σ_t = tensione sul terreno;
 σ_{TOT} = tensione totale;
 A_p = area dei pali;
 A_t = area del terreno;
 A_{TOT} = area complessiva.

Per l'equilibrio deve valere inoltre la seguente relazione:

$$\sigma_p + \sigma_t = \sigma_{TOT}$$

si può quindi ricavare l'espressione del modulo equivalente che risulta :

$$E^* = \frac{E_p A_p + E_t A_t}{A_{TOT}}$$

9. DESCRIZIONE DELLE OPERE ANALIZZATE

Le dimensioni degli edifici principali delle centrali termoelettriche sono variabili di qualche metro in funzione del fornitore prescelto, ma le differenze possono in prima istanza essere considerate non significative in rapporto all'ingombro complessivo di ciascun edificio.

La sala macchine di una centrale composta da due unità da 320 MW consiste sostanzialmente in un capannone i cui portali hanno interasse di 15 m circa, luce compresa tra 36 e 42 m ed altezza pari a circa 36 m.

Escludendo le fondazioni ed i riempimenti sovrastanti, i carichi relativi a portali, carpenterie, pannellature, carri ponte e strutture secondarie appoggiate alle strutture principali di una sala macchine sono pari a 10000 t circa, a cui devono essere aggiunti i carichi accidentali. Ai fini dei cedimenti, per fondazioni a plinti isolati, in zona non sismica e su palificata, il peso proprio della fondazione e dei riempimenti sovrastanti è all'incirca pari al peso della sala macchine stessa.

Il turboalternatore, principale macchina contenuta nella sala macchine, ha dimensioni in pianta prossime, per lunghezza, alla dimensione trasversale della sala stessa, ed è composto dalle turbine e dall'alternatore, le cui dimensioni variano in funzione dei fornitori delle turbine e della macchina elettrica. La macchina è poggiata, nelle centrali esistenti, su un cavalletto molto pesante e rigido, al fine di rendere minime le deformazioni statiche e le ampiezze di vibrazione nelle frequenze comprese nel campo di funzionamento del turboalternatore.

La platea di fondazione del cavalletto su palificata pesa circa 4000 t, il cavalletto pesa circa 5000 t, mentre la macchina in esercizio normale dà un carico di 1800 t e i carichi accidentali sono di 700 t circa. Il piano di posa della macchina è circa 12 m più alto del piano di centrale.

La caldaia è realizzata con una incastellatura di sostegno che la incorpora, dando origine ad un edificio di circa 55 m di altezza (60 m se la centrale è a carbone), a volte pannellato sul perimetro esterno, di dimensioni 30 x 50 m² circa se la centrale prevede combustione a carbone.

I carichi dovuti al peso proprio di una caldaia da 320 MW e della sua incastellatura sono compresi, a seconda del combustibile, fra le 10000 e le 15000 t, ai quali si devono aggiungere carichi permanenti sino a 7000 t e 7500 t di carichi accidentali.

In una caldaia su plinti isolati e su pali in zona non sismica i carichi dovuti ai plinti ed ai rinterrati sovrastanti sono di circa 4000 t.

Ogni due unità è generalmente previsto un fabbricato servizi ausiliari alto circa 24 m, su un'area di 20 x 40 m², posto fra le due caldaie. I carichi permanenti sono pari a 5500 t circa, di cui 1000 t di carpenteria, 2500 t di carichi accidentali e 2000 t circa di fondazioni e riempimenti, sempre nelle ipotesi di zona non sismica e fondazione su plinti e palificata sottostante.

La ciminiera di servizio a due unità può avere altezza variabile a seconda dell'epoca dell'entrata in servizio, ma in generale si tratta di ciminiera alte 200 m circa, di diametro pari a circa 6+8 m in sommità e 10+16 m alla base, con una platea di fondazione di diametro superiore a 35 m e carico complessivo pari a 18000+25000 t di cui un terzo ascrivibile alla platea di fondazione ed ai riempimenti.

9.1 Centrale di La Casella: ciminiera dei gruppi 1-2

Nella figura 13 sono riportate le caratteristiche geometriche e strutturali con le dimensioni planometriche principali insieme alla natura e caratteristiche dei terreni di fondazione. Sono inoltre ubicati nella stessa figura i capisaldi di riferimento posti in opera per la misura dei cedimenti.

La ciminiera ha un'altezza di 200 m, con diametro alla base pari a 16 m e in sommità pari a 8.27 m; la canna di forma troncoconica cava è costituita in sezione da un anello in calcestruzzo dello spessore

variabile da 0.65 m alla base a 0.2 m in sommità. La fondazione è di tipo diretto costituita da una platea circolare del diametro di 29 m e dello spessore di circa 4.5 m.

Il peso totale della ciminiera è pari a 16700 t circa.

9.2 Centrale di La Casella: primo gruppo

Il primo gruppo di impianti della centrale di La Casella è composto dalle seguenti strutture:

- 1) telaio con struttura metallica di supporto della caldaia fondato su platea di 30x26x2.4 m con un foro centrale di 10x21x2.4 m il carico permanente è pari a circa 12000 t;
- 2) struttura telaio in cemento armato di supporto del turbo alternatore fondata su platea di 15.5x32x3 m: il carico permanente è di circa 9000 t;
- 3) portali metallici della sala macchine di luce pari a 42 m e fondati su plinti rettangolari di 9.4x5.6x2.4 m.

La disposizione delle fondazioni delle varie opere è riportata nella figura 17, nella quale sono rappresentati anche alcuni capisaldi posti in opera per la misura dei cedimenti, utilizzati come riferimento per il presente lavoro.

9.3 Centrale di Ostiglia: ciminiera del gruppo 2

Nella figura 29 sono riportate le caratteristiche geometriche e strutturali con le dimensioni planometriche principali insieme alla natura e caratteristiche dei terreni di fondazione.

La ciminiera ha un'altezza di 170 m, con diametro alla base pari a 9.8 m e in sommità pari a 6.5 m; la canna di forma tronco-conica cava è costituita in sezione da un anello in calcestruzzo dello spessore variabile da 0.6 m alla base a 0.25 m in sommità. Il plinto di fondazione ha un diametro di 28 m, uno spessore di 4.5 m circa e collega 43 pali a grande diametro (\varnothing 1.28-1.50 m) della lunghezza di 25 m.

Il peso totale della ciminiera è pari a 12650 t circa.

9.4 Centrale di Ostiglia: ciminiera dei gruppi 3-4

Nella figura 33 sono riportate le caratteristiche geometriche e strutturali con le dimensioni planometriche principali insieme alla natura e caratteristiche dei terreni di fondazione.

La ciminiera ha un'altezza di 200 m, con diametro alla base pari a 11.8 m e in sommità pari a 8.6 m; la canna di forma troncoconica cava è costituita in sezione da un anello in calcestruzzo dello spessore variabile da 0.8 m alla base a 0.3 m in sommità.

Il plinto di fondazione ha un diametro di 30.4 m, uno spessore 4.5 m circa e collega 281 pali tipo Franki del diametro di 0.52 m e della lunghezza di circa 25 m.

Il peso totale della ciminiera è pari a 18200 t circa.

La ciminiera del tipo descritto, assieme a quella del gruppo 2 di Ostiglia e a quella dei gruppi 1-2 della centrale termoelettrica di La Casella descritte precedentemente, 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 [18] 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 [18] e [11] questo rapporto risulta per le ciminiere in esame piuttosto elevato.

Il progetto di queste opere prevede verifiche di tipo strutturale in cui sono comprese analisi 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.

9.5 Centrale di Ostiglia: quarto gruppo

Il quarto gruppo di impianti della centrale di Ostiglia è composto dalle seguenti strutture:

- 1) telaio con struttura metallica di supporto della caldaia fondato su pali Franki di diametro 0.52 m e lunghezza di 25 m collegati in testa da plinti di diverse dimensioni: le tensioni medie alla base dei plinti variano da 275 kPa a 436 kPa;
- 2) struttura in cemento armato di supporto al turboalternatore fondato su platea delle dimensioni di 12.40x30.00x3.00 m poggianti su pali Franki di diametro 0.52 m e lunghezza di 25.00 m; il carico permanente è di circa 10000 t;
- 3) portali metallici della sala macchine con luce di 40.00 m fondati su pali collegati in sommità da plinti; la tensione media alla base dei plinti è di circa 350 kPa.

La disposizione delle fondazioni delle varie opere è riportata nella figura 41, nella quale sono rappresentati anche alcuni capisaldi posti in opera per la misura dei cedimenti, utilizzati come riferimento per il presente lavoro.

9.6 Centrale di Sermide: rilevati di precarico

La centrale è stata costruita in una zona caratterizzata dalla presenza di notevoli spessori di terreni argillosi piuttosto compressibili. In relazione alle caratteristiche dei terreni di fondazione venne deciso di costruire, nella zona serbatoi, dei rilevati di precarico allo scopo di consolidare i terreni prima della costruzione dei serbatoi stessi.

I rilevati di precarico hanno forma tronco-conica con diametro alla base di 96 m e in sommità di 70 m. L'altezza dei rilevati è pari a 7.5 m. Nelle figure 55 e 63 sono indicate le caratteristiche geometriche delle opere, gli strumenti di misura installati per il controllo degli spostamenti e delle pressioni neutre e una schematizzazione del terreno.

10. DESCRIZIONE DELLE ANALISI ESEGUITE

Le opere descritte nel precedente capitolo sono state analizzate utilizzando uno o più metodi tra quelli descritti nel capitolo 5, confrontando poi i cedimenti calcolati con quelli misurati. Nella tabella I sono riassunti i tipi di calcoli eseguiti.

Centrale	opera	calcoli eseguiti con		
		EDOM	FIESTA/EDOM	OMEGA
La Casella	ciminiera gr. 1-2 primo gruppo	X		X
		X	X	
Ostiglia	ciminiera gr. 2 ciminiera gr. 3-4 quarto gruppo	X		X
		X	X	X
		X	X	
Sermide	precarico serbatoio 1 precarichi serb. 1-6	X	X	
		X		

Tabella I

10.1 Centrale di La Casella: ciminiera gruppi 1-2

I cedimenti della ciminiera sono stati analizzati secondo due modelli di calcolo (EDOM e OMEGA), utilizzando la stratigrafia rappresentata nella figura 13 con gli schemi ed i parametri geotecnici riportati nelle figure 14 e 15.

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 descritte nel capitolo 7.

Nella schematizzazione con EDOM è stata considerata la fondazione diretta costituita da una piastra circolare come un'impronta di carico infinitamente rigida agente alla quota di imposta della fondazione.

Nella schematizzazione ad elementi finiti con OMEGA è stato eseguito un calcolo in condizioni assialsimmetriche tenendo presenti i seguenti principi per la definizione della mesh: 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 si prevedevano forti gradienti di pressione neutra al fine di ottenere una buona accuratezza dei risultati. Tali gradienti di pressione si verificano all'interfaccia tra sabbia e argilla.

La fondazione può essere considerata di tipo rigido, sia per il notevole spessore della platea, sia per l'elevata rigidità della struttura in elevazione.

La mesh utilizzata per il calcolo dei cedimenti della ciminiera è rappresentata nella figura 15.

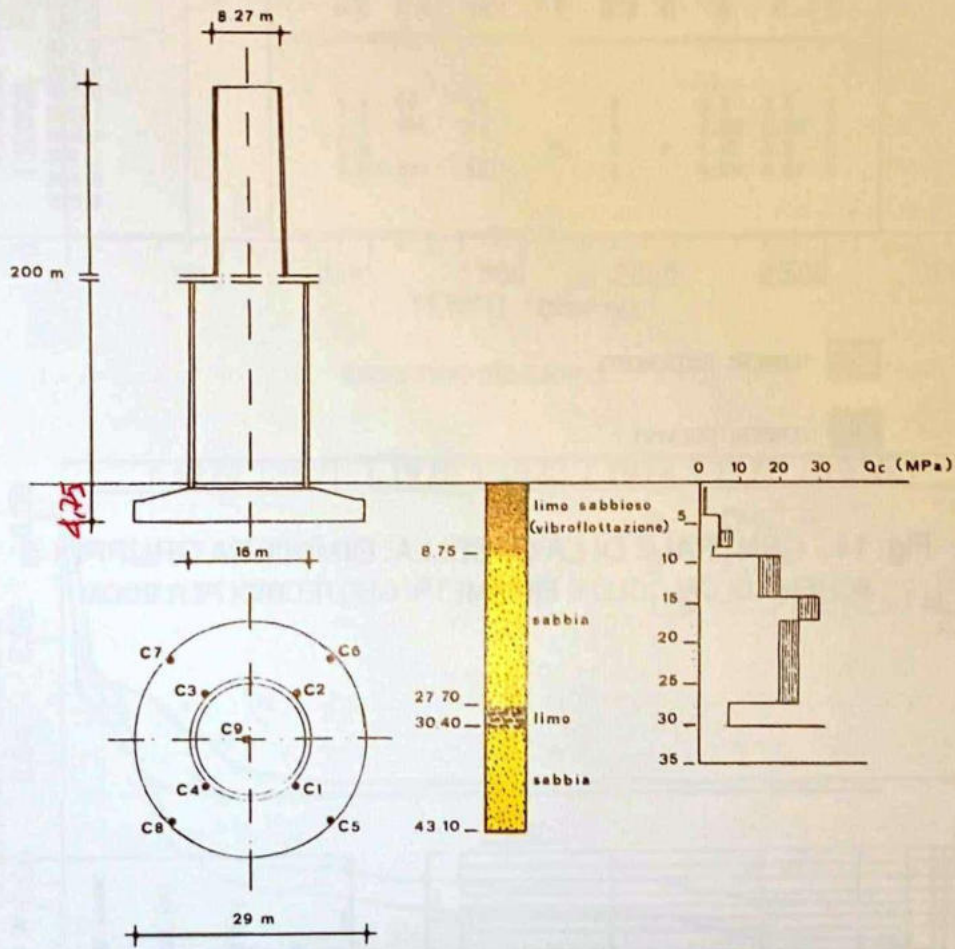


Fig. 13 - CENTRALE DI LA CASELLA
 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE-STRUTTURALI E TERRENO
 DI FONDAZIONE DELLE CIMINIERE DEI GRUPPI 1-2 E 3-4

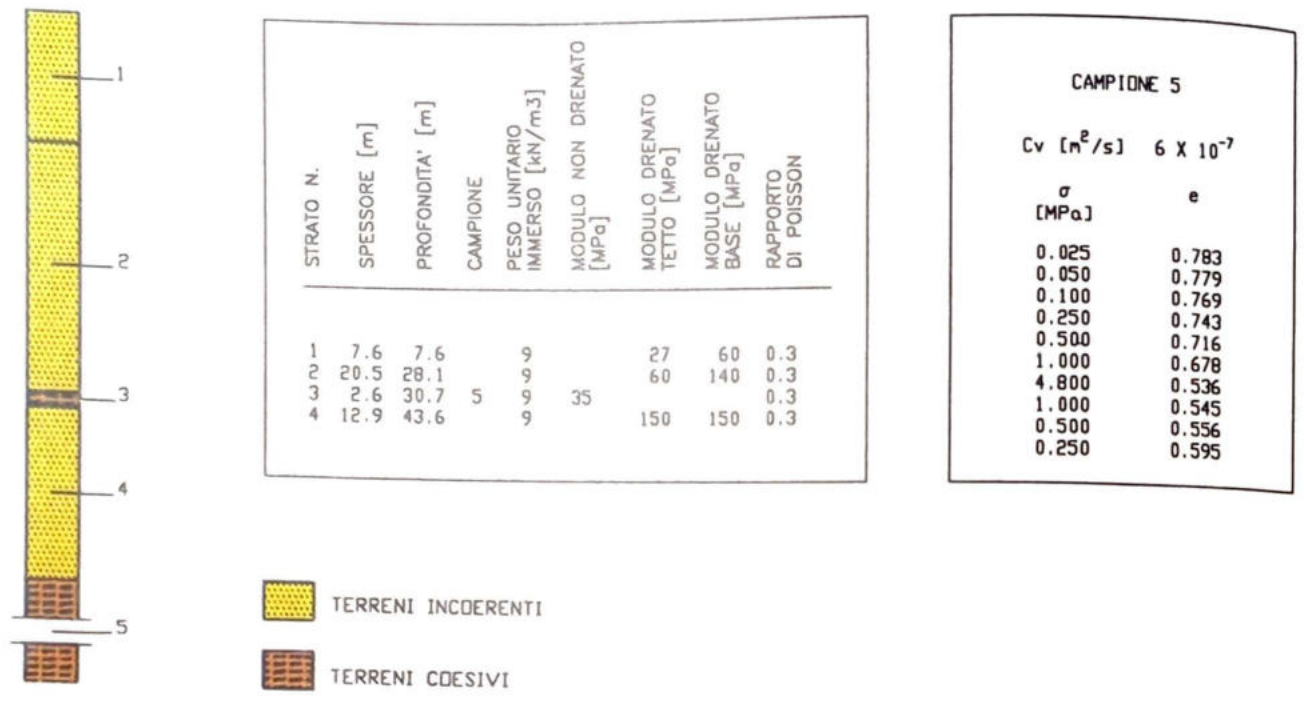


Fig. 14 - CENTRALE DI LA CASELLA: CIMINIERA GRUPPI 1-2
SCHEMA DI CALCOLO E PARAMETRI GEOTECNICI PER EDOM

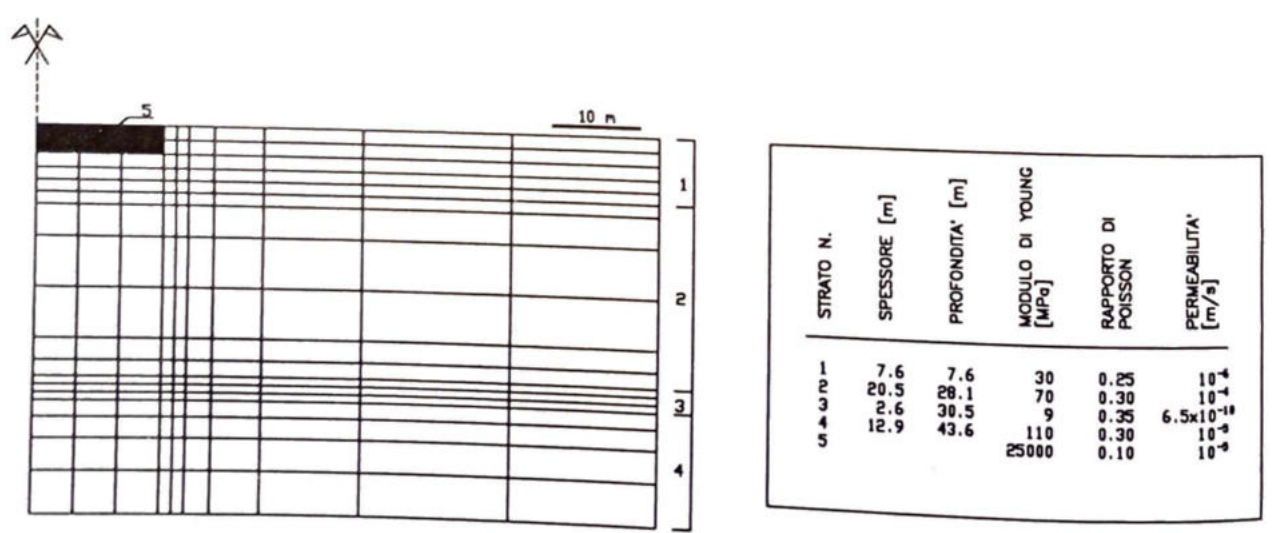
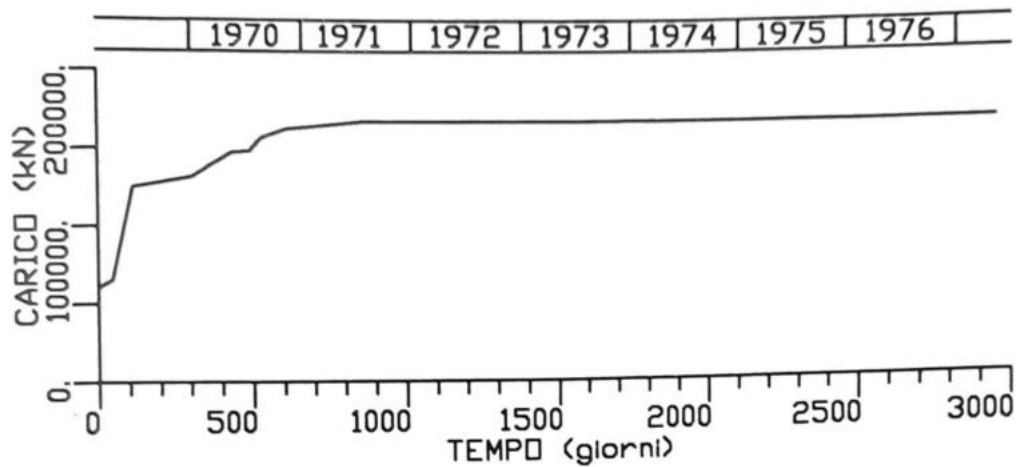
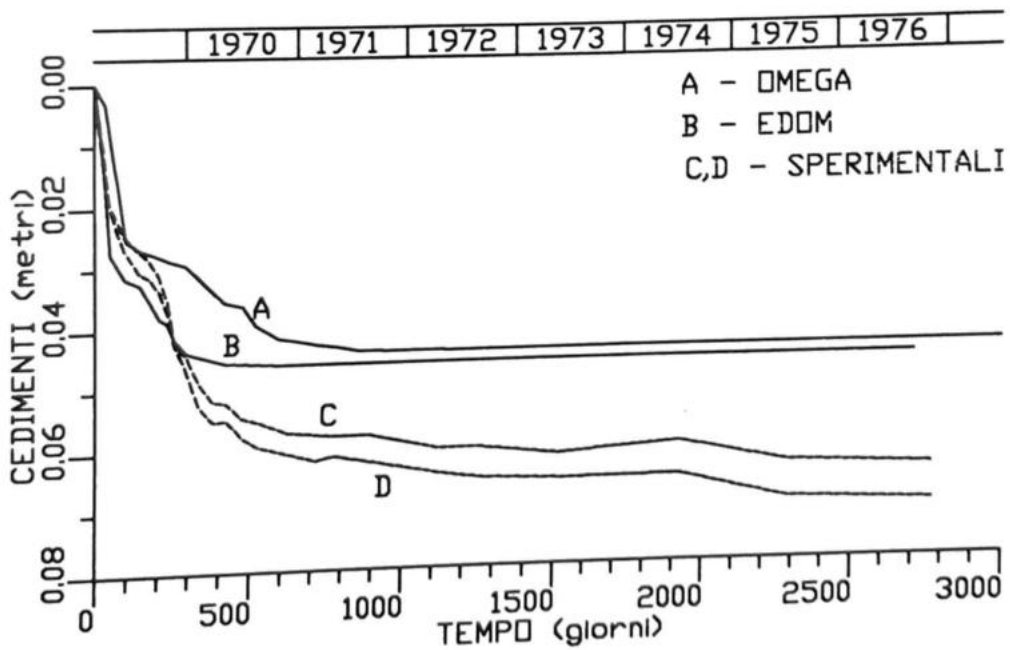


Fig. 15 - CENTRALE DI LA CASELLA: CIMINIERA GRUPPI 1-2
MESH DI CALCOLO E PARAMETRI PER OMEGA



ANDAMENTO DEL CARICO



CEDIMENTI CALCOLATI E SPERIMENTALI AL CENTRO

Fig. 16 - CENTRALE DI LA CASELLA: CIMINIERA GRUPPO N.2

Nella figura 16 è stato riportato l'andamento dei cedimenti, minimo e massimo dei capisaldi posti sulla fondazione della ciminiera, durante e dopo la sua 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.

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 60 m e di altre opere costruite in adiacenza. Questi effetti si possono notare negli andamenti reali dei cedimenti, come illustrato nella figura 16. La schematizzazione del terreno è stata spinta fino alla profondità raggiunta dalle indagini cioè a circa 44 m; in realtà le dimensioni e l'entità dei carichi agenti comportano delle piccole deformazioni dei terreni oltre questa profondità.

I cedimenti misurati risentono 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 pressoché 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 la cui stima è però di più difficile determinazione (caratteristiche elastiche in condizioni drenate e coefficiente di permeabilità). Adottando una legge costitutiva elastica lineare, il modulo di deformabilità deve essere infatti valutato in modo da tenere conto della non linearità (plasticità) 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.

10.2 Centrale di La Casella: primo gruppo

Sono state analizzate con i programmi EDOM e FIESTA/EDOM le principali strutture del gruppo n. 1: caldaia, sala macchine, turboalternatore.

Il primo gruppo della centrale di La Casella è composto dal supporto della caldaia, dal supporto del turboalternatore e dalla sala macchine.

La disposizione delle fondazioni dirette delle varie opere è riportata nella figura 17 nella quale sono rappresentati anche alcuni capisaldi posti in opera per la misura dei cedimenti e che sono stati utilizzati come riferimento per il presente lavoro.

La costruzione ha avuto inizio nel novembre del 1968 ed è durata complessivamente circa due anni come si vede nelle figure 22 e 23.

La figura 18 riporta la schematizzazione ed i parametri adottati per il calcolo dei cedimenti condotti con EDOM.

La discretizzazione del semispazio rappresentante il terreno e le strutture di fondazione, utilizzata

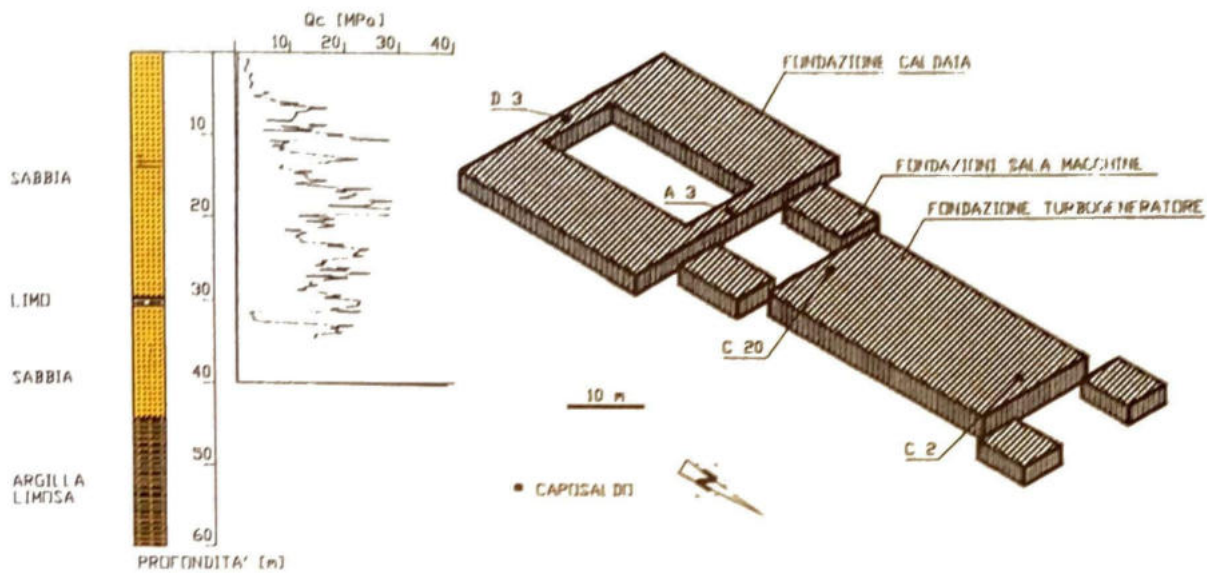


Fig. 17 - CENTRALE DI LA CASELLA GRUPPO N.1
SCHEMA DELLE FONDAZIONI E CARATTERISTICHE DEI TERRENI

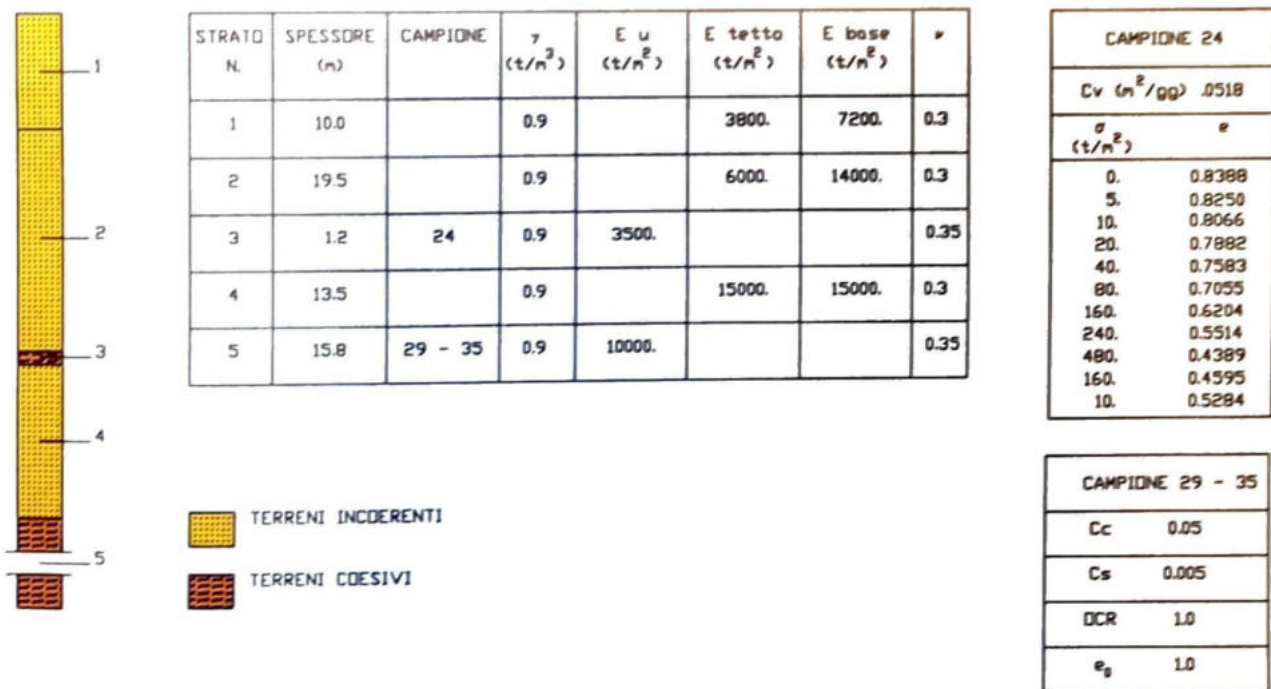


Fig. 18 - CENTRALE DI LA CASELLA: GRUPPO N.1
SCHEMA DI CALCOLO E PARAMETRI GEOTECNICI PER EDOM

particolare della distribuzione degli strati nella zona di fondazione

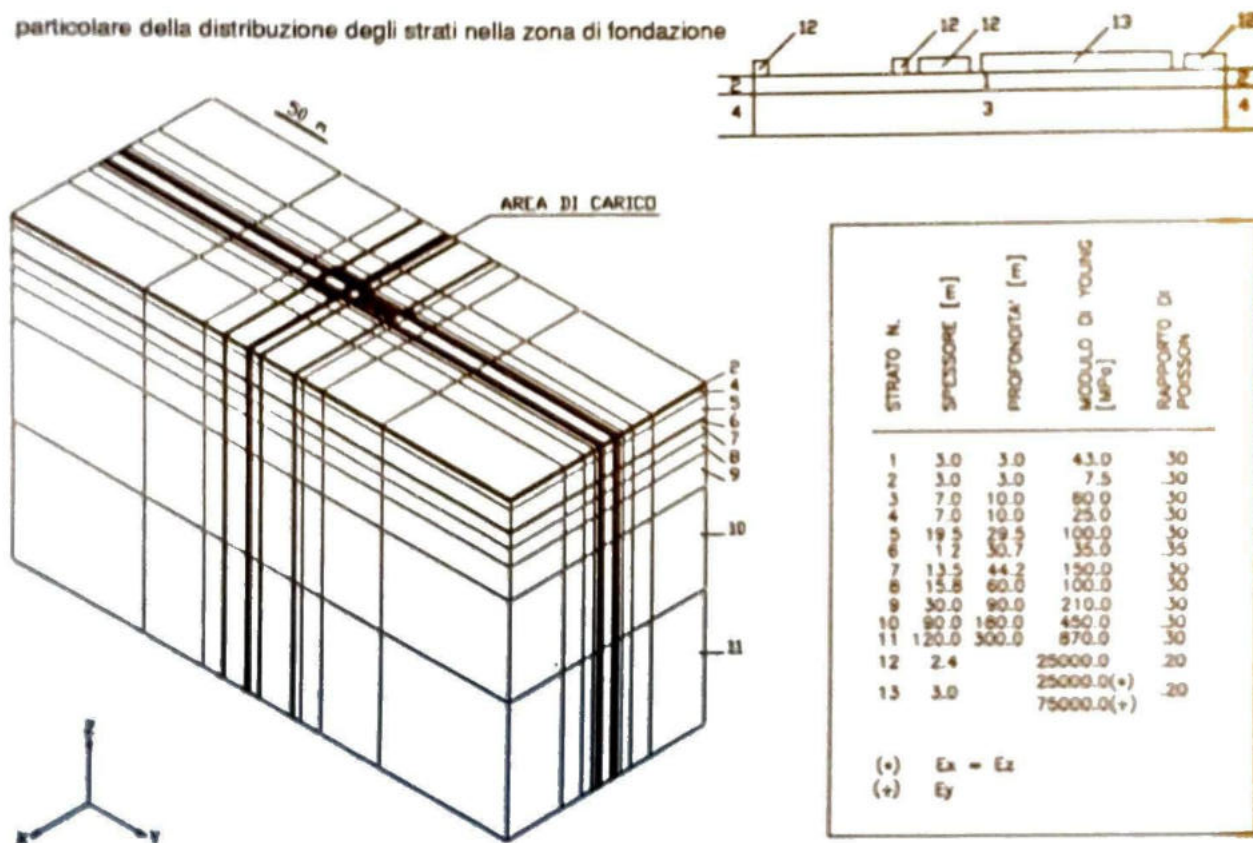


Fig. 19 - CENTRALE DI LA CASELLA: GRUPPO N.1
SCHEMA DI CALCOLO E PARAMETRI GEOTECNICI PER FIESTA

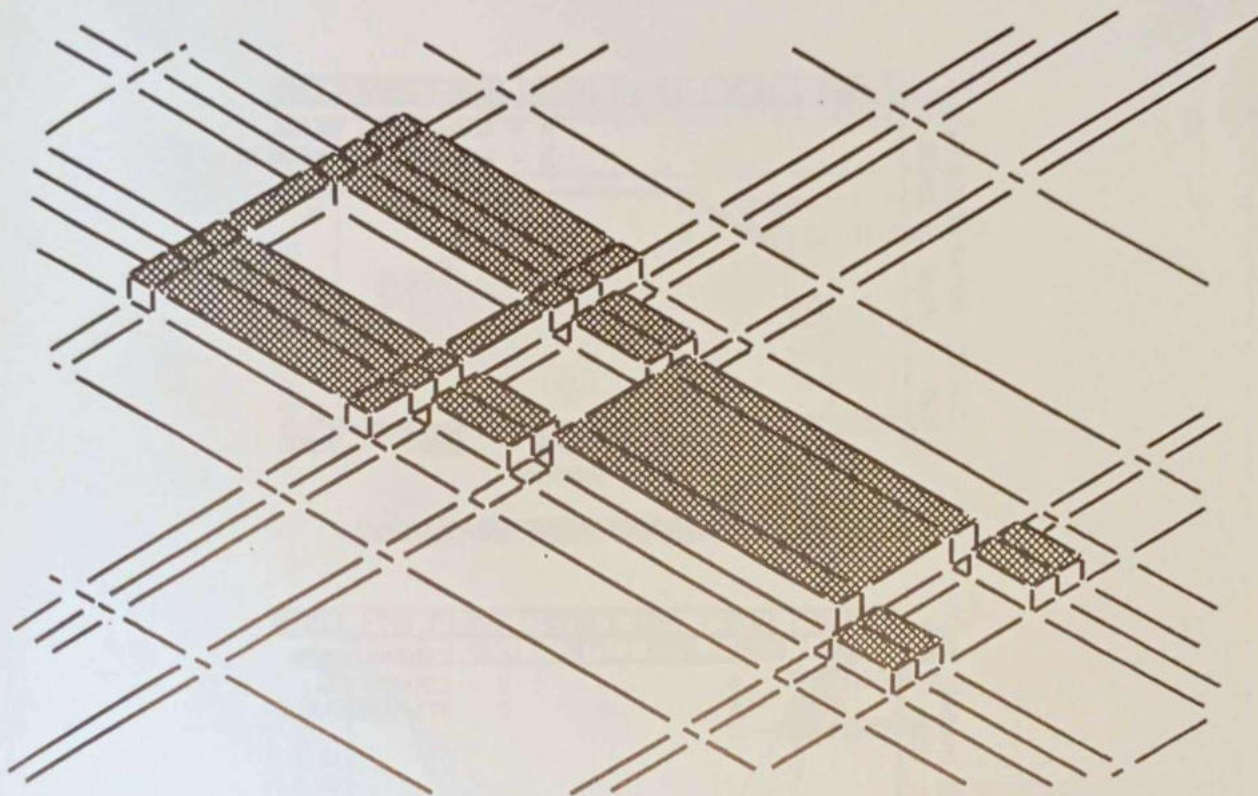


Fig. 20 - CENTRALE DI LA CASELLA: GRUPPO N.1
PARTICOLARE MESH DI CALCOLO PER FIESTA

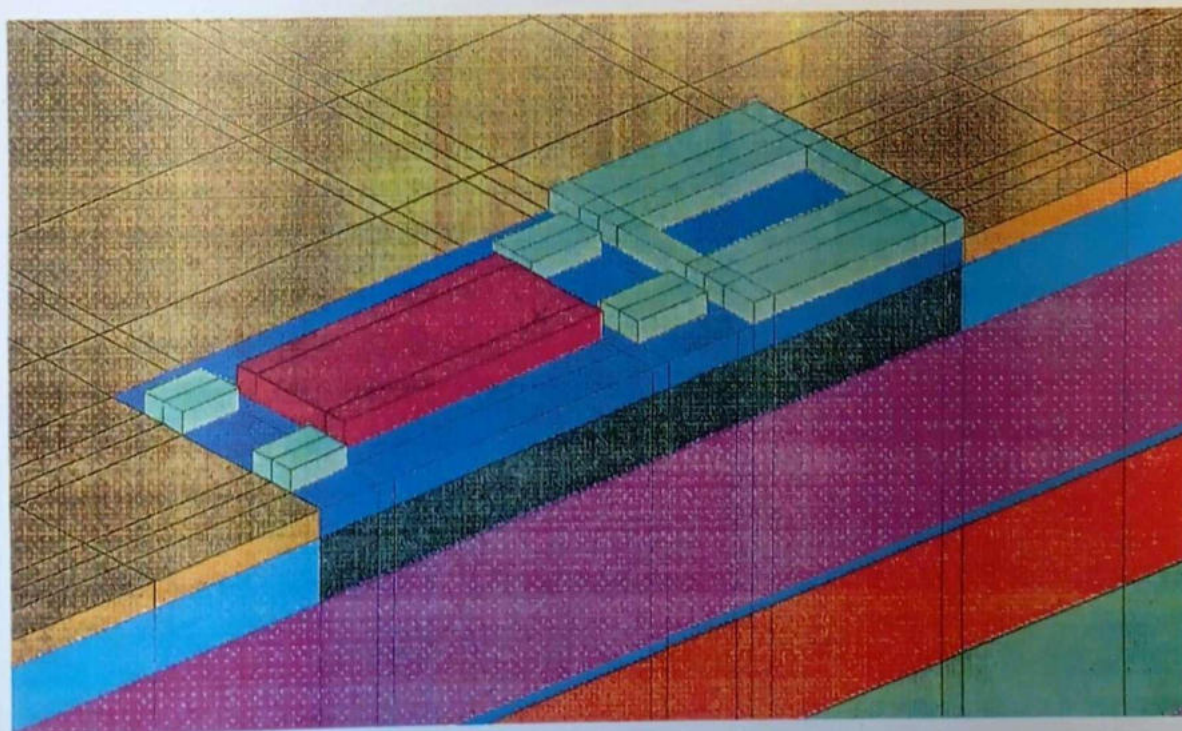
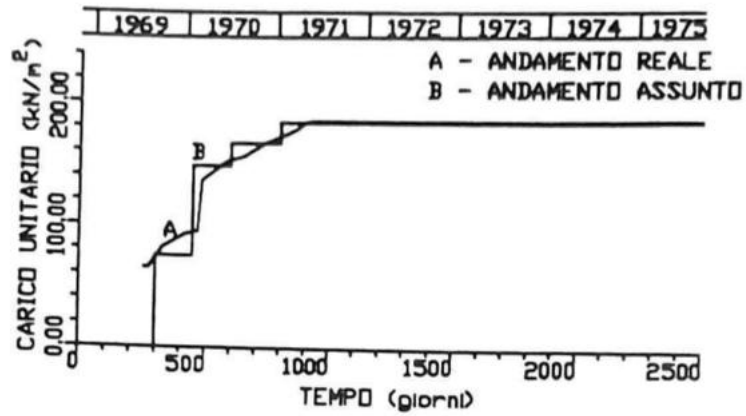
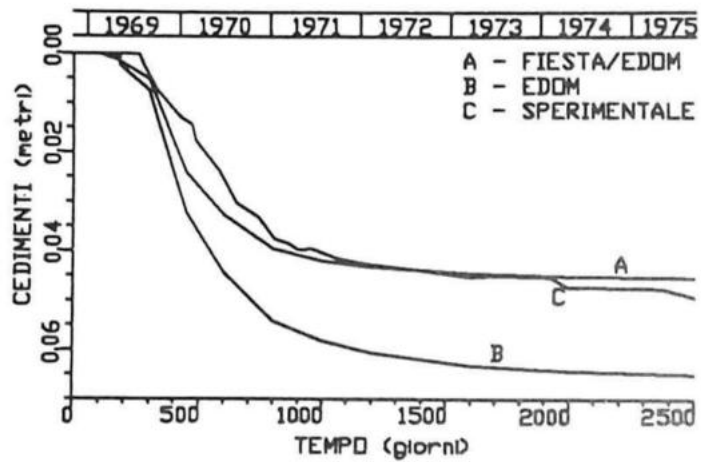


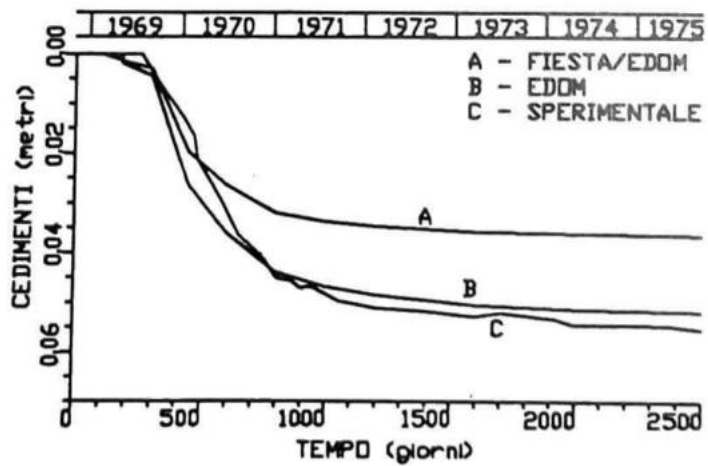
Fig. 21 - CENTRALE DI LA CASELLA: GRUPPO N.1
PARTICOLARE DELLA MESH E DEI MATERIALI



FONDAZIONI TURBOGENERATORE: ANDAMENTO DEL CARICO

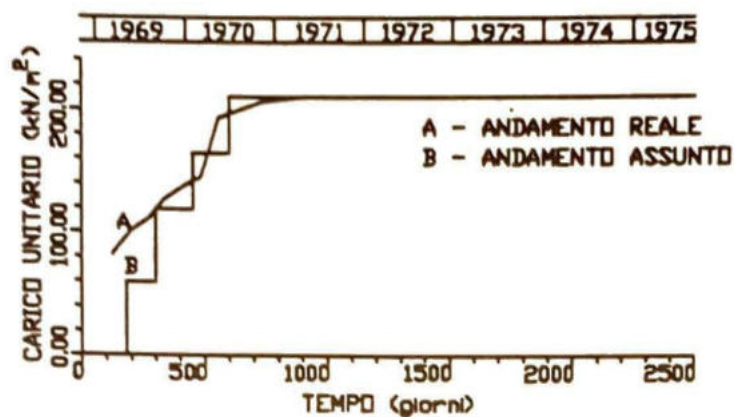


FONDAZIONI TURBOGENERATORE: CEDIMENTI CALCOLATI
E SPERIMENTALI AL CAPOSALDO C20

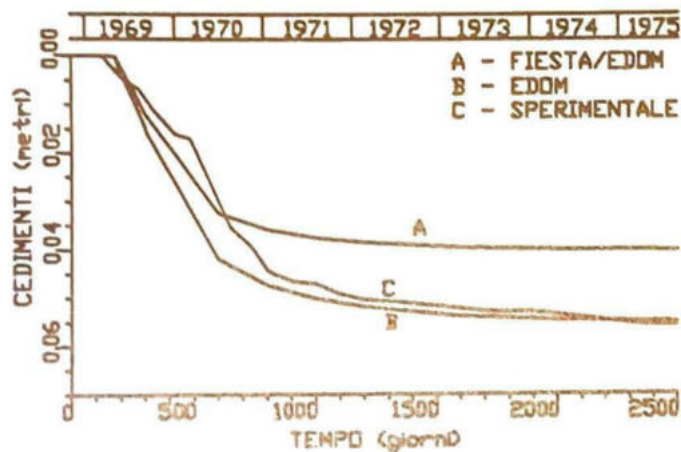


FONDAZIONI TURBOGENERATORE: CEDIMENTI CALCOLATI
E SPERIMENTALI AL CAPOSALDO C2

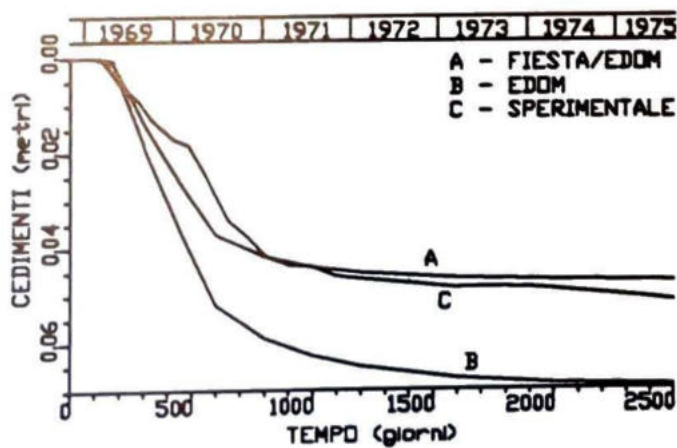
Fig. 22 - CENTRALE DI LA CASELLA: GRUPPO N.1
RISULTATI DEI CALCOLI



FONDAZIONI TURBOGENERATORE: ANDAMENTO DEL CARICO

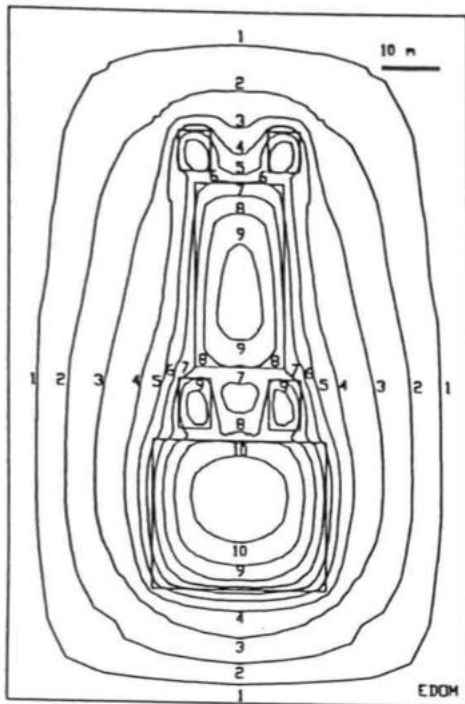


FONDAZIONI TURBOGENERATORE: CEDIMENTI CALCOLATI E SPERIMENTALI AL CAPOSALDO D3



FONDAZIONI CALDAIA: CEDIMENTI CALCOLATI E SPERIMENTALI AL CAPOSALDO A3

Fig. 23 - CENTRALE DI LA CASELLA: GRUPPO N.1
RISULTATI DEI CALCOLI



- 1 - 0.005 m
- 2 - 0.010 m
- 3 - 0.015 m
- 4 - 0.020 m
- 5 - 0.025 m
- 6 - 0.030 m
- 7 - 0.035 m
- 8 - 0.040 m
- 9 - 0.045 m
- 10 - 0.050 m

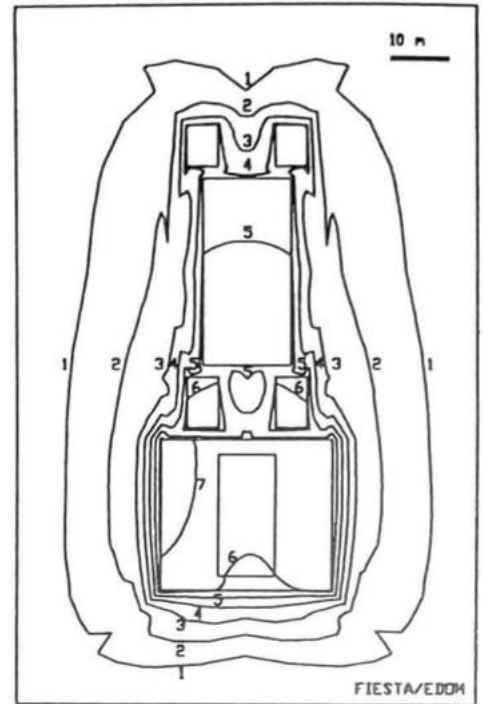
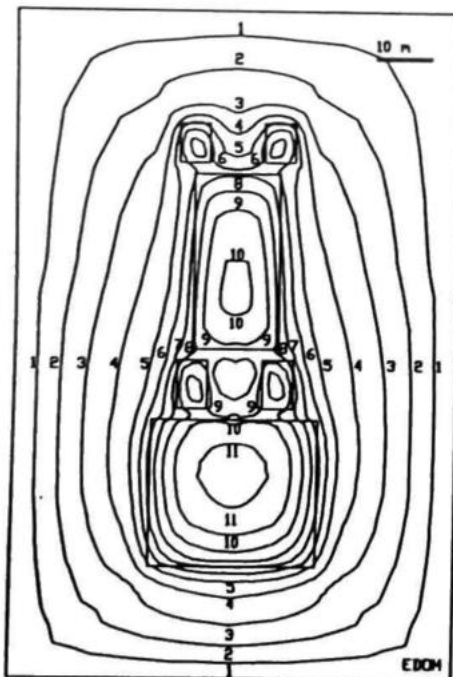


Fig. 24 - CENTRALE DI LA CASELLA: GRUPPO N.1
CURVE DI UGUAL CEDIMENTO AL TEMPO DI 550 GIORNI



- 1 - 0.005 m
- 2 - 0.010 m
- 3 - 0.015 m
- 4 - 0.020 m
- 5 - 0.025 m
- 6 - 0.030 m
- 7 - 0.035 m
- 8 - 0.040 m
- 9 - 0.045 m
- 10 - 0.050 m
- 11 - 0.055 m

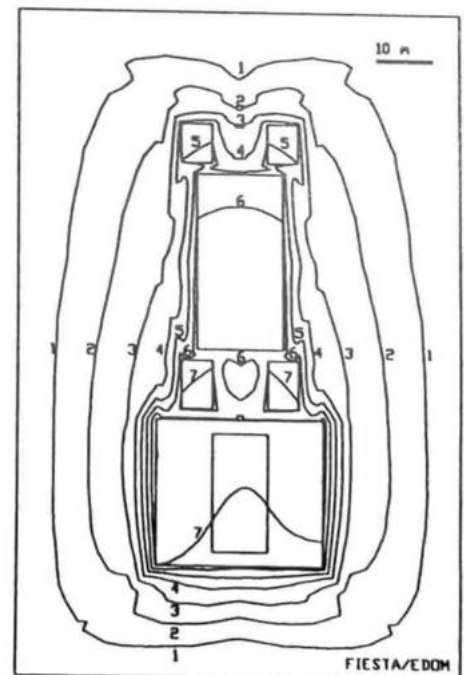
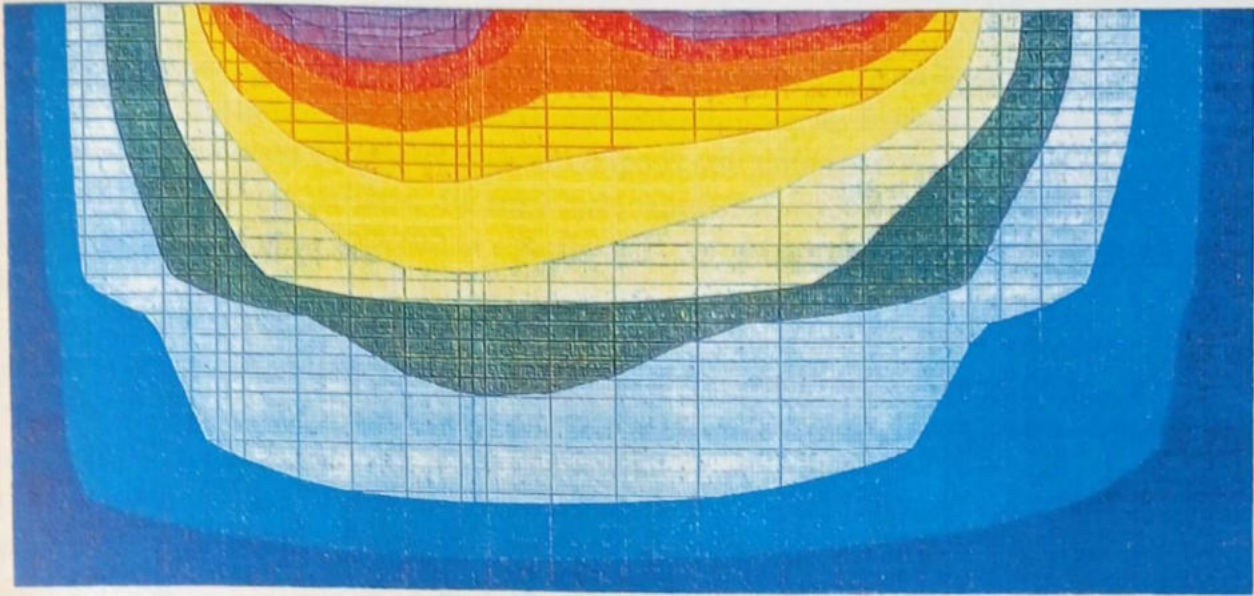


Fig. 25 - CENTRALE DI LA CASELLA: GRUPPO N.1
CURVE DI UGUAL CEDIMENTO AL TEMPO DI 650 GIORNI



t = 650 gg

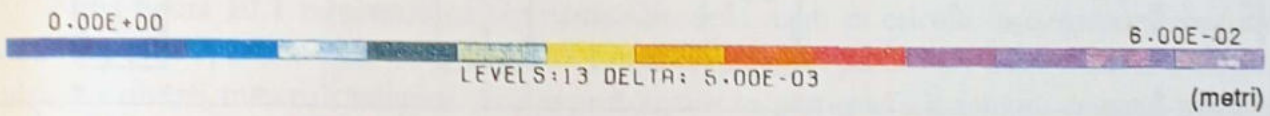
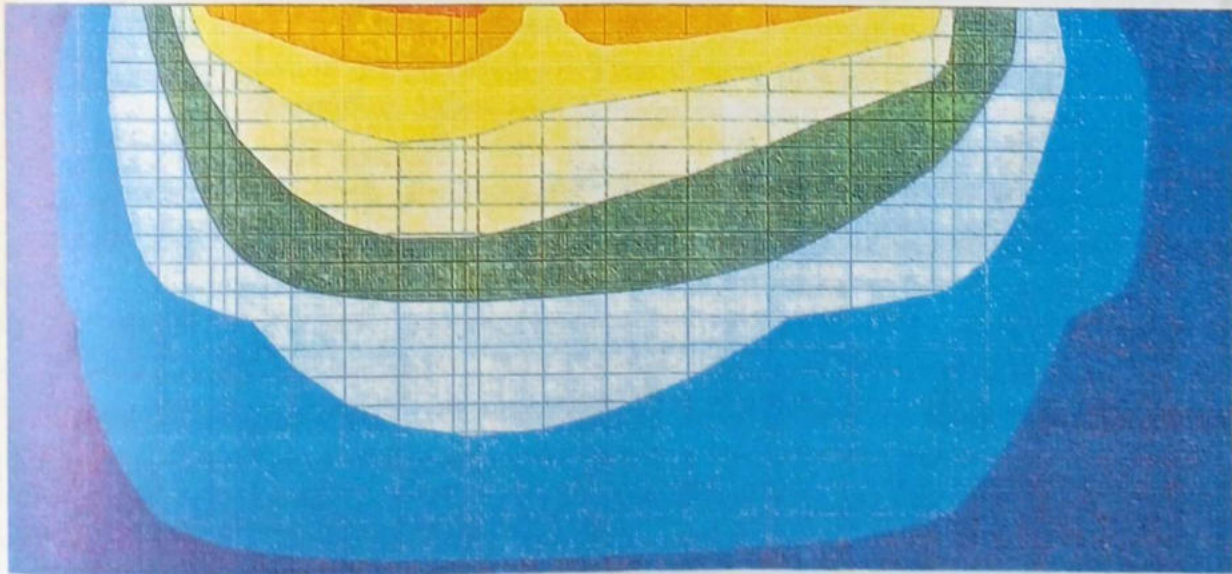


Fig. 26 - CENTRALE DI LA CASELLA: GRUPPO N.4
SEZIONE VERTICALE SULL'ASSE DI SIMMETRIA - CEDIMENTI CON EDM



t = 650 gg

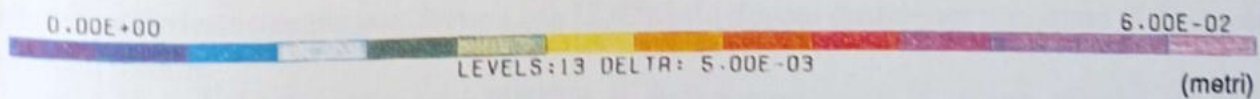


Fig. 27 - CENTRALE DI LA CASELLA: GRUPPO N.4
SEZIONE VERTICALE SULL'ASSE DI SIMMETRIA - CEDIMENTI CON FIESTAEDOM

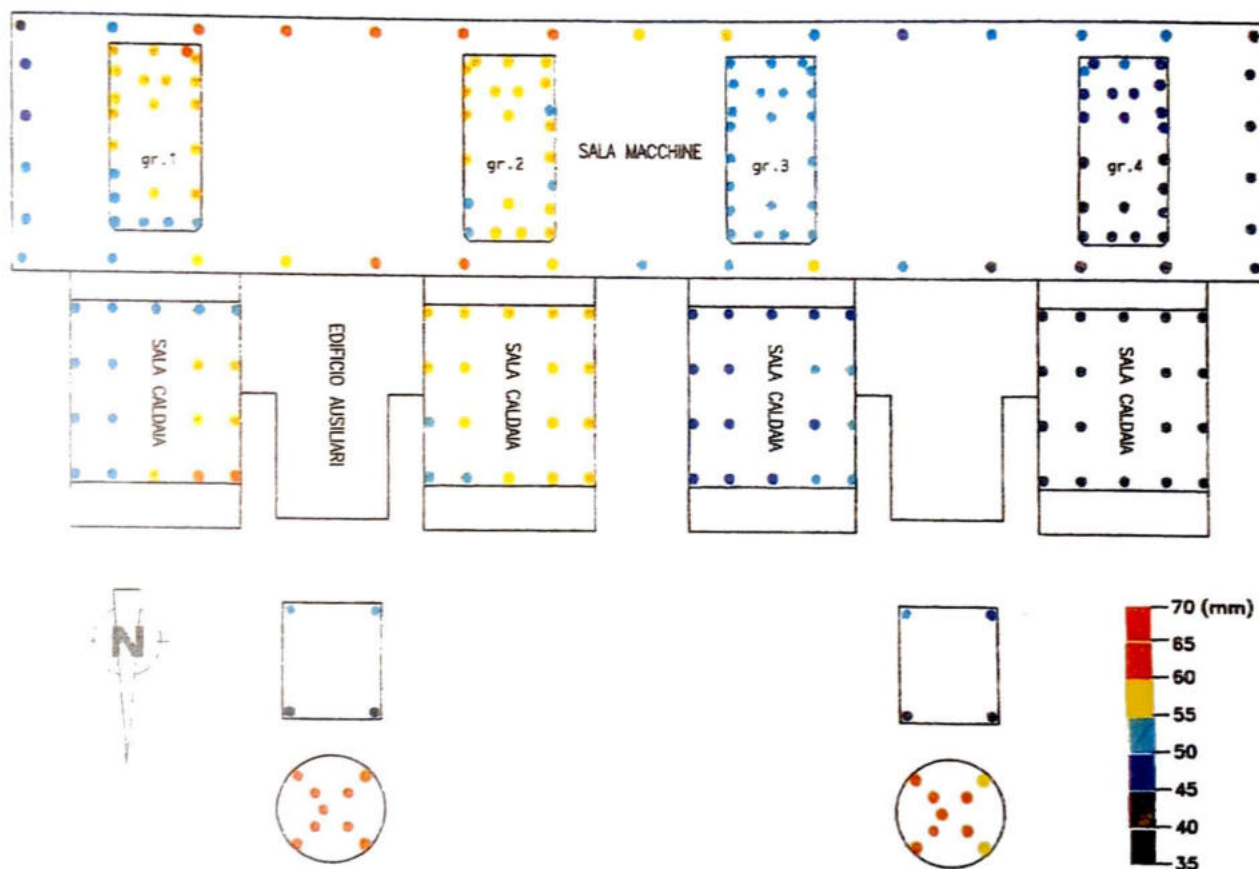


Fig. 28 - CENTRALE DI LA CASELLA
CEDIMENTI A FINE CONSOLIDAZIONE

nei calcoli condotti con FIESTA, è rappresentata nella figura 19. Non è stato possibile sfruttare la simmetria delle strutture in quanto lo strato superficiale vibroflottato si estende solo da un lato del gruppo ed inoltre per la presenza dei gruppi adiacenti disposti non simmetricamente rispetto a questo.

È stata isolata una porzione del semispazio rappresentante il terreno di fondazione con pianta rettangolare di dimensioni 200x500 m e profonda 300 m. Le superfici vincolate sono poste a distanza tale da non influenzare i risultati del calcolo.

Per quanto riguarda le fondazioni si possono fare alcune considerazioni: sulla platea della caldaia si intestano delle colonne di acciaio molto snelle per cui, essendo lo spessore della platea stessa notevole, si può ritenere che il carico sul terreno sia uniformemente distribuito. La platea del turboalternatore è invece sormontata da robusti telai in cemento armato aventi la funzione di sorreggere il gruppo stesso. In seguito ad alcune analisi preliminari si è rivelato necessario considerare l'influenza di tali telai sulla rigidità complessiva della platea quantificandola con un incremento nella direzione dei telai stessi di un fattore pari a 3.

Nella figura 19 sono indicati la distribuzione dei parametri geotecnici adottati nel calcolo elastico ad elementi finiti.

Nella figura 20 è rappresentato un particolare della mesh di calcolo in corrispondenza delle fondazioni delle opere, mentre nella figura 21 è rappresentato un particolare della mesh che mette in evidenza i diversi materiali adottati. Si possono notare in particolare il terreno trattato mediante vibroflottazione e lo strato superficiale bonificato per uno spessore pari a tre metri.

I risultati dei calcoli sono rappresentati graficamente nelle figure 22÷27. Nelle figure 22 e 23 sono riportati, oltre ai diagrammi di carico delle varie opere, gli andamenti nel tempo dei cedimenti sperimentali e di quelli calcolati con i programmi EDOM e FIESTA/EDOM in corrispondenza dei capisaldi indicati nella figura 17.

Nelle figure 24 e 25 sono confrontate le curve di ugual cedimento ottenute con i due programmi utilizzati, in corrispondenza dei tempi pari a 550 giorni e 650 giorni dall'inizio della costruzione delle opere.

Nelle figure 26 e 27 sono infine riportate le curve di ugual cedimento, al tempo $t = 650$ giorni, sulla sezione verticale ottenuta in corrispondenza dell'asse di simmetria del gruppo 1.

I cedimenti misurati dopo diversi anni dalla costruzione su tutti i capisaldi posti in opera sono indicati graficamente nella figura 28.

Osservando i risultati dei calcoli ottenuti con i due programmi utilizzati si nota che le previsioni ottenute con EDOM sono in buon accordo con le misure sperimentali alle estremità delle impronte di carico (capisaldi C2 e D3), mentre sovrastimano i cedimenti nelle zone dove le fondazioni sono vicine fra loro (capisaldi A3 e C20). Le previsioni ottenute con FIESTA/EDOM sono invece in buon accordo con le misure sperimentali in corrispondenza dei capisaldi C3 e A20, mentre sottostimano i cedimenti alle estremità delle impronte di carico (capisaldi C2 e D3). Analizzando d'altra parte i cedimenti misurati si osserva che, contrariamente a quanto ci si potrebbe attendere, sono stati misurati cedimenti minori nelle zone dove le fondazioni sono vicine fra loro e cedimenti maggiori alle estremità delle impronte di carico (vedi figura 28). Questo potrebbe essere attribuito al fatto che nelle zone perimetrali il trattamento di vibroflottazione conferisce al terreno una rigidità minore di quella che si ottiene invece nelle zone centrali.

La schematizzazione dello strato superficiale vibroflottato è stata eseguita con FIESTA/EDOM nella zona effettivamente trattata, mentre con EDOM si è dovuto considerare uno strato di dimensioni trasversali infinite.

Se nella schematizzazione con FIESTA si fosse tenuto conto di questo minore effetto del trattamento nelle zone perimetrali si sarebbero potute ottenere probabilmente ottime previsioni dei

cedimenti per tutti i capisaldi di riferimento.

Con il programma EDOM invece, considerando i limiti intrinseci nella capacità di modellare geometrie e rigidzze e considerando inoltre che le strutture sono state schematizzate come perfettamente flessibili, non ci si possono attendere probabilmente risultati migliori di quelli ottenuti.

Dall'analisi delle curve di ugual cedimento rappresentate nelle figure 24 e 25 si può osservare come sia evidente il comportamento rigido previsto con FIESTA/EDOM (corrispondente a quanto rilevato sperimentalmente) rispetto al comportamento perfettamente flessibile previsto con EDOM. Se si fossero confrontati i cedimenti calcolati con quelli misurati in altri punti, specialmente al centro delle strutture di fondazione, si sarebbe potuto certamente apprezzare la maggiore precisione del programma FIESTA/EDOM rispetto a EDOM.

L'andamento dei cedimenti verticali sulle sezioni rappresentate nelle figure 26 e 27 mette in evidenza delle differenze negli strati più superficiali, mentre più ci si allontana dalle fondazioni più tali differenze diminuiscono.

	gr. 1	gr. 2	gr. 3	gr. 4
caldaia	55	58	50	38
turboalternatore	55	58	53	45
ciminiera	65		60	

Tabella II - Cedimento finale medio (mm) delle opere.

La distribuzione dei cedimenti medi finali delle opere principali della centrale è riportata nella tabella II; si può osservare che i gruppi 3 e 4 e la relativa ciminiera hanno dato luogo a cedimenti un pò inferiori a quelli dei gruppi 1 e 2 e relativa ciminiera: ciò è attribuibile, come rilevato dai sondaggi, alla maggiore profondità e forse minore spessore del banco di limo che sotto il primo gruppo si trova fra 44 e 60 m dal piano campagna.

Dall'esame dei cedimenti misurati sui capisaldi risulta che i maggiori cedimenti (escludendo le ciminiere) si sono avuti verso le estremità esterne dei turbogruppi e delle caldaie; questo comportamento sembra attribuibile ad un minore effetto della vibroflottazione nelle zone perimetrali. La diversa rispondenza prima sottolineata dei risultati dei calcoli con i due metodi appare giustificata dal comportamento reale delle opere sopraindicato.

Da osservare infine che i maggiori cedimenti si sono avuti per le ciminiere come era da attendersi tenendo conto che la concentrazione di carico è pari a 180 t/m contro valori di 90+100 t/m delle altre opere.

10.3 Centrale di Ostiglia: ciminiera gruppo 2

I cedimenti della ciminiera sono stati analizzati secondo i due modelli di calcolo EDOM e OMEGA, utilizzando la stratigrafia rappresentata nella figura 29 ed i parametri geotecnici riportati nelle figure 30 e 31.

I parametri geotecnici, determinati sulla base delle prove in situ ed in laboratorio, sono stati valutati

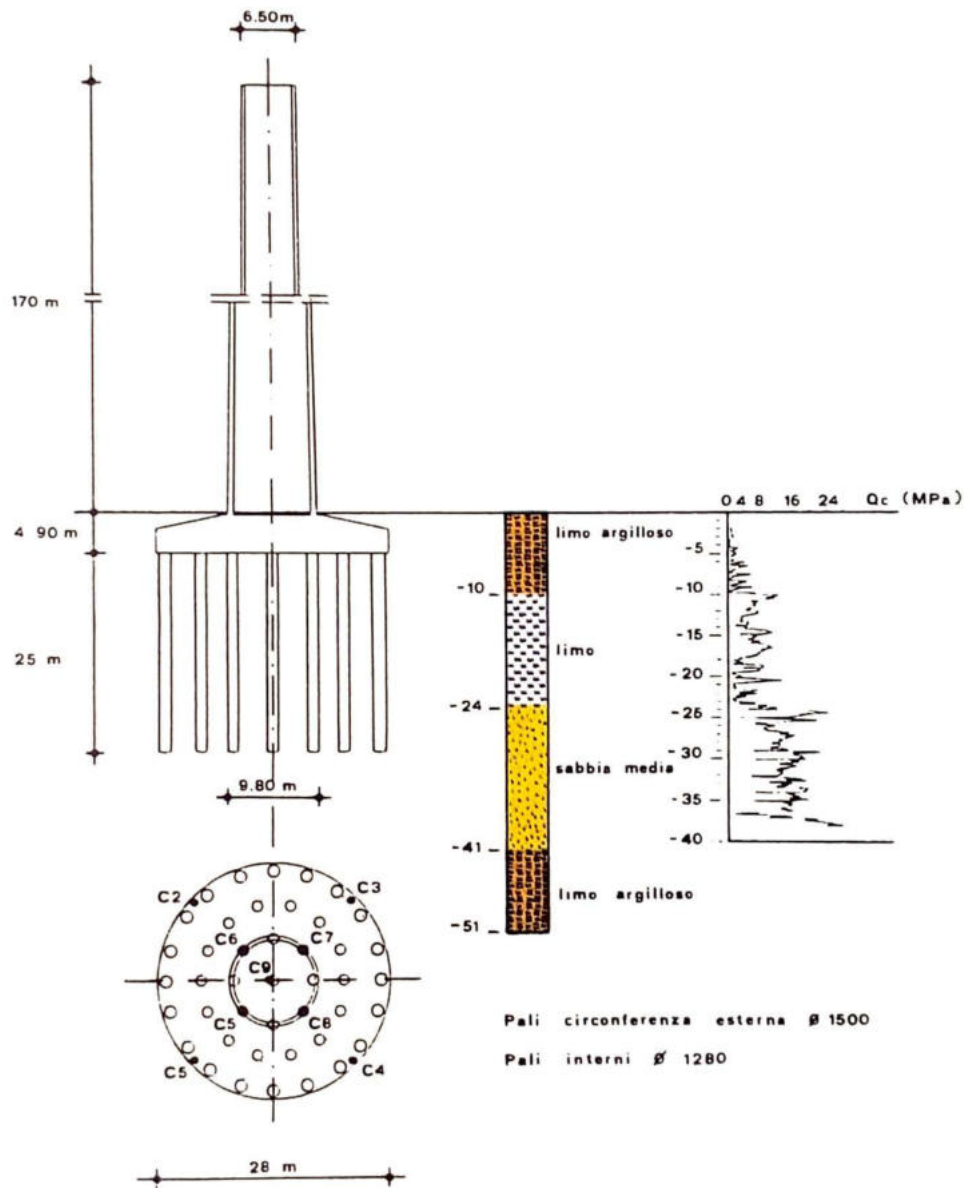


Fig. 29 - CENTRALE DI OSTIGLIA
 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - STRUTTURALI E TERRENO DI FONDAZIONE
 DELLA CIMINIERA DEL GRUPPO N.2

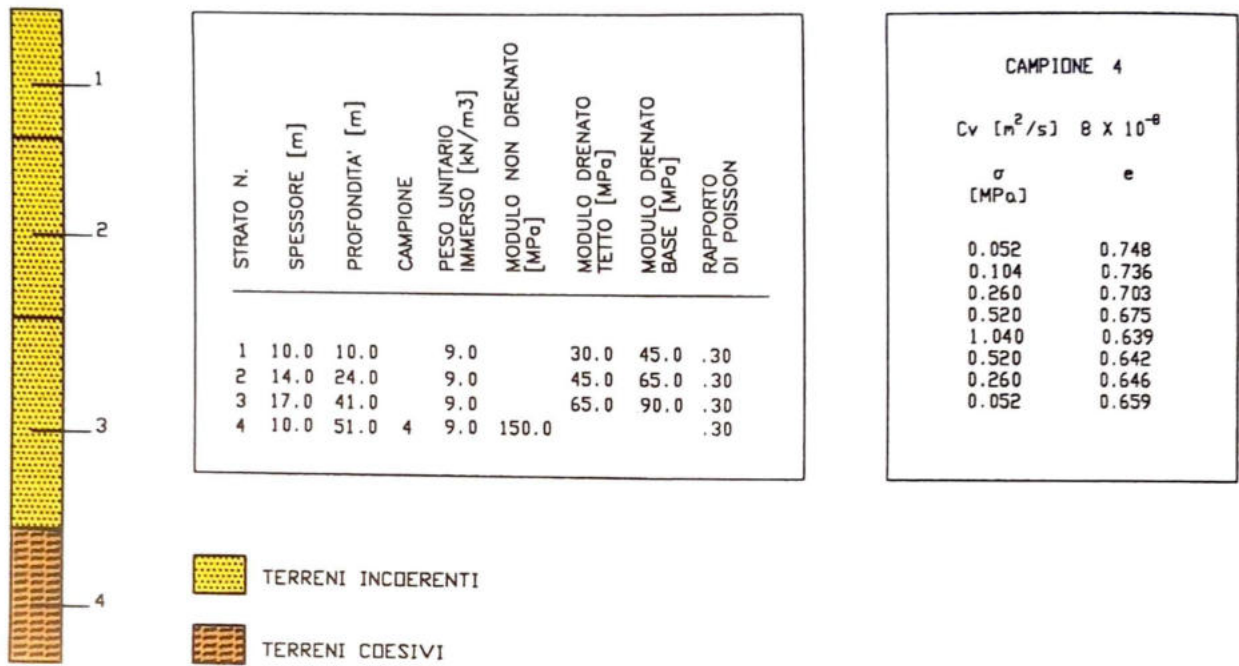


Fig. 30 - CENTRALE DI OSTIGLIA: CIMINIERA GRUPPO 2
SCHEMA DI CALCOLO E PARAMETRI GEOTECNICI PER EDOM

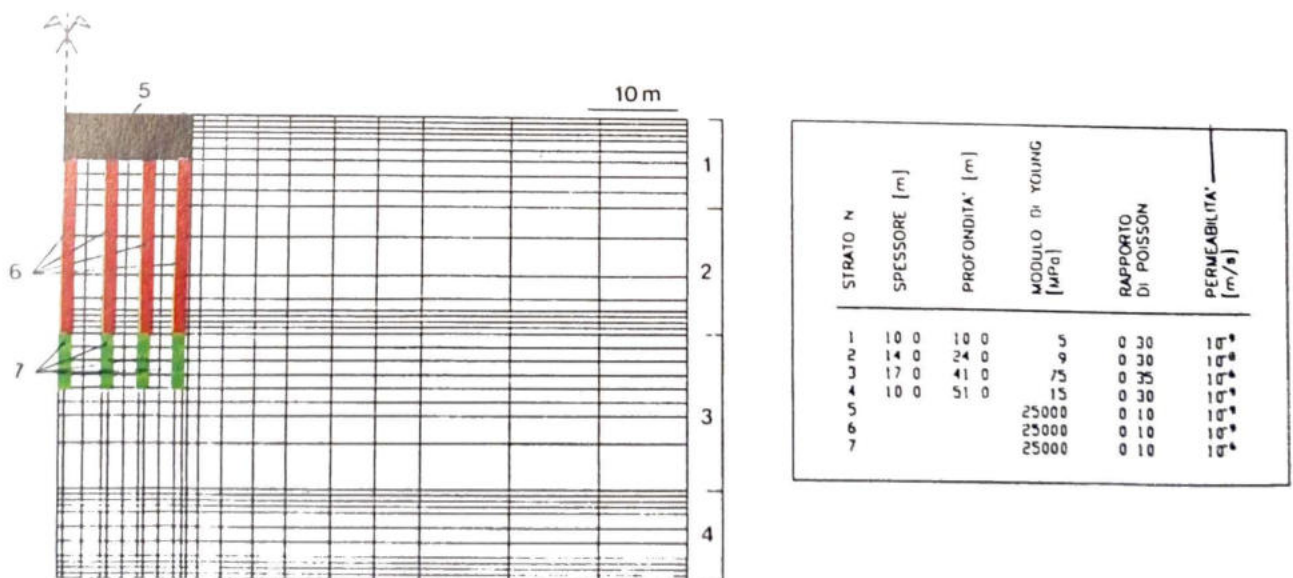


Fig. 31 - CENTRALE DI OSTIGLIA: CIMINIERA GRUPPO 2
MESH DI CALCOLO E PARAMETRI PER OMEGA

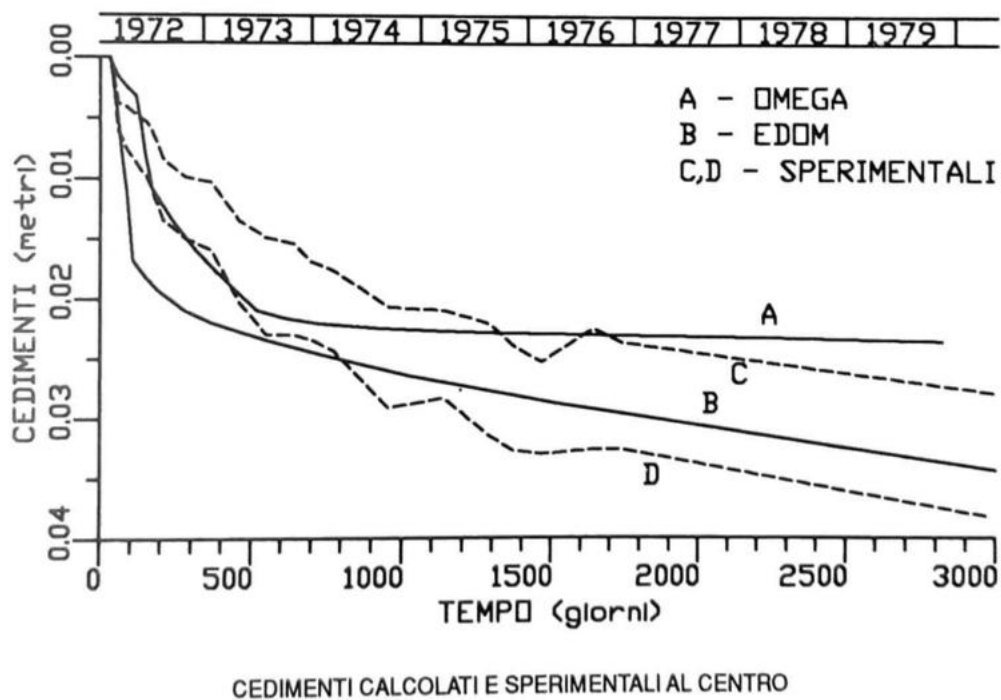
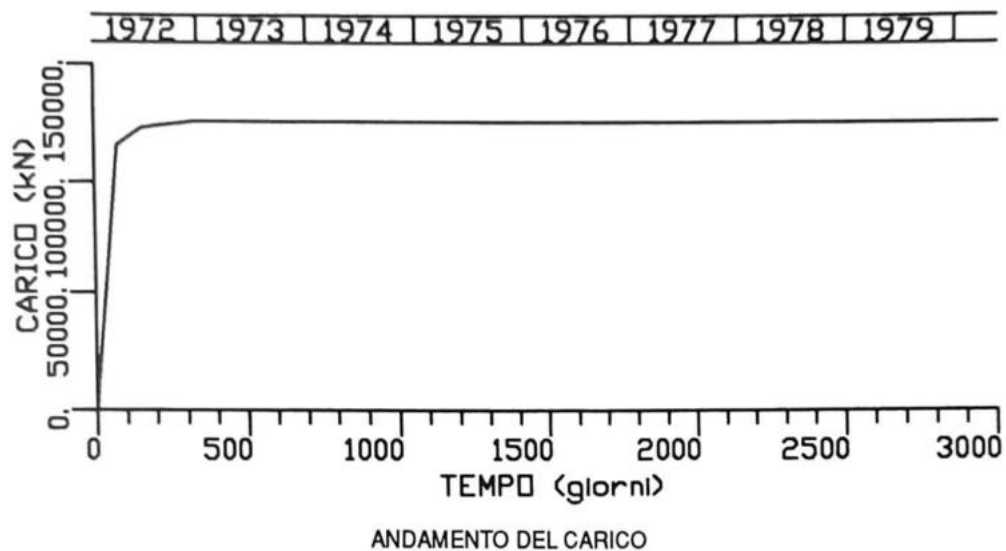


Fig. 32 - CENTRALE DI OSTIGLIA: CIMINIERA GRUPPO 2

in condizioni drenate e non drenate secondo le correlazioni usuali indicate nel capitolo 7.

Nella schematizzazione con EDOM 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 ([40], [38] e [27]), si è considerata una fondazione posta ad una profondità di 24 m dal piano campagna e con diametro pari a 40 m.

Nella schematizzazione ad elementi finiti con OMEGA è stato eseguito un calcolo in condizioni assialsimmetriche e i principi seguiti per la definizione della mesh sono gli stessi descritti per la ciminiera dei gruppi 1-2 di La Casella nel capitolo 10.1.

La modellazione dei pali di fondazione, disposti lungo delle circonferenze (cfr. paragrafo 8.2), 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 [28].

La mesh utilizzata per il calcolo dei cedimenti della ciminiera è rappresentata nella figura 31.

Nella figura 32 è stato riportato l'andamento dei cedimenti, minimo e massimo dei capisaldi posti sulle fondazioni della ciminiera, durante e dopo la loro costruzione, insieme con l'andamento di quelli calcolati con i due metodi.

I commenti ai risultati esposti per la ciminiera di La Casella sono validi anche per questi calcoli, anche se in questo caso, come si può osservare, con il programma EDOM si è ottenuto un andamento dei cedimenti più vicino a quello sperimentale. È utile comunque ricordare quanto già detto al punto 5.2 relativamente alle incertezze legate alla fondazione fittizia.

Il metodo degli elementi finiti permette di svincolarsi da scelte arbitrarie e costituisce probabilmente uno strumento più affidabile.

Osservando gli andamenti sperimentali dei cedimenti si può osservare l'effetto delle variazioni di pressione neutra legate alle variazioni di livello dell'adiacente fiume Po.

10.4 Centrale di Ostiglia: ciminiera gruppi 3-4

Nella figura 33 sono rappresentate schematicamente le caratteristiche geometrico-strutturali dell'opera e sono indicati inoltre i capisaldi utilizzati per il controllo dei cedimenti. Nella stessa figura è riportato inoltre uno schema stratigrafico del terreno di fondazione affiancato a un diagramma rappresentante i valori tipici di resistenza alla punta risultanti dalle prove penetrometriche statiche.

Nella figura 34 sono riportati lo schema stratigrafico adottato per i terreni di fondazione ed i parametri geotecnici utilizzati nel calcolo dei cedimenti di consolidazione condotti con EDOM, mentre nella figura 35 sono riportati la mesh ed i parametri utilizzati con OMEGA.

La figura 36 contiene la rappresentazione dei materiali e i parametri elastici assunti per il calcolo ad elementi finiti eseguito con FIESTA.

La definizione delle mesh per i calcoli ad elementi finiti, rappresentate nelle figure 35 e 37, tiene conto delle problematiche precedentemente esposte (cfr. paragrafo 10.1) per quanto riguarda la suddivisione stratigrafica del terreno, la scelta del tipo di discretizzazione e la posizione delle superfici al contorno.

La tipologia della fondazione, una palificata composta da 281 pali FRANKI di 0.52 m di diametro disposti su un'area circolare di 30.4 m di diametro, impone delle ulteriori considerazioni. La zona interessata dalla presenza di pali infissi nel terreno è stata infatti schematizzata come un unico materiale per non rendere il calcolo numerico inutilmente oneroso. Le caratteristiche meccaniche di questo materiale sono state dedotte considerando il comportamento dei pali e del terreno in parallelo come indicato nel paragrafo 8.2.

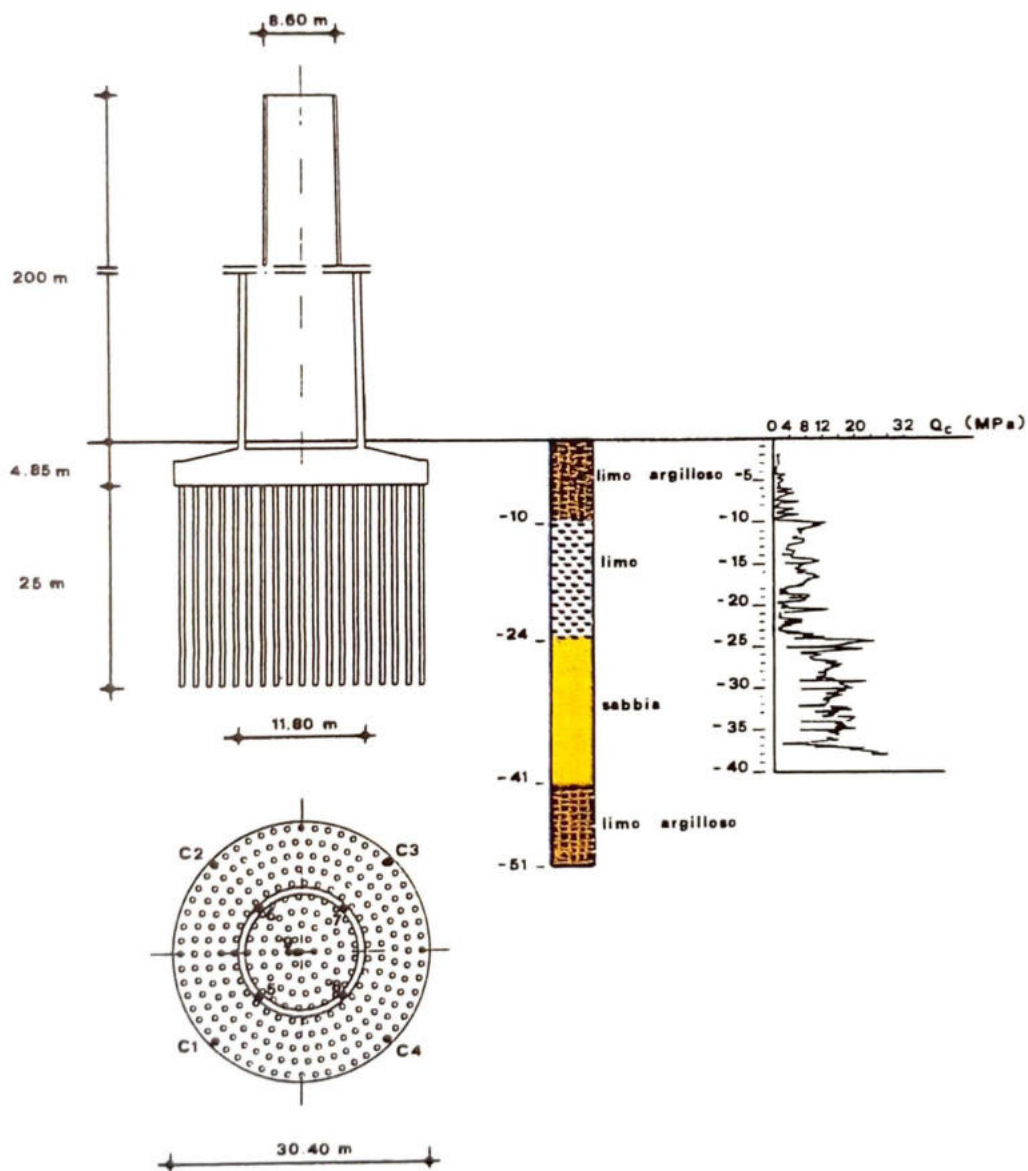


Fig. 33 - CENTRALE DI OSTIGLIA
 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - STRUTTURALI E TERRENO DI FONDAZIONE
 DELLA CIMINIERA DEI GRUPPI N.3/4

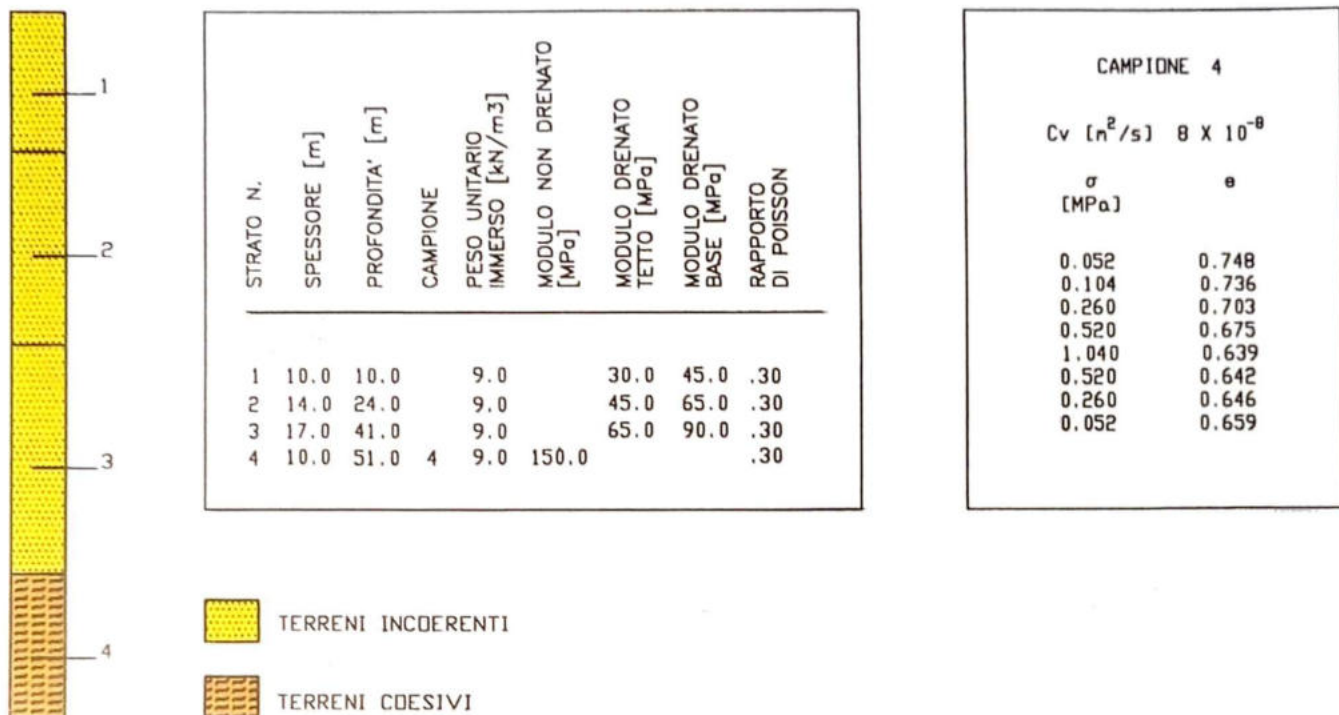


Fig. 34 - CENTRALE DI OSTIGLIA: CIMINIERA GRUPPI 3-4
SCHEMA DI CALCOLO E PARAMETRI GEOTECNICI PER EDOM

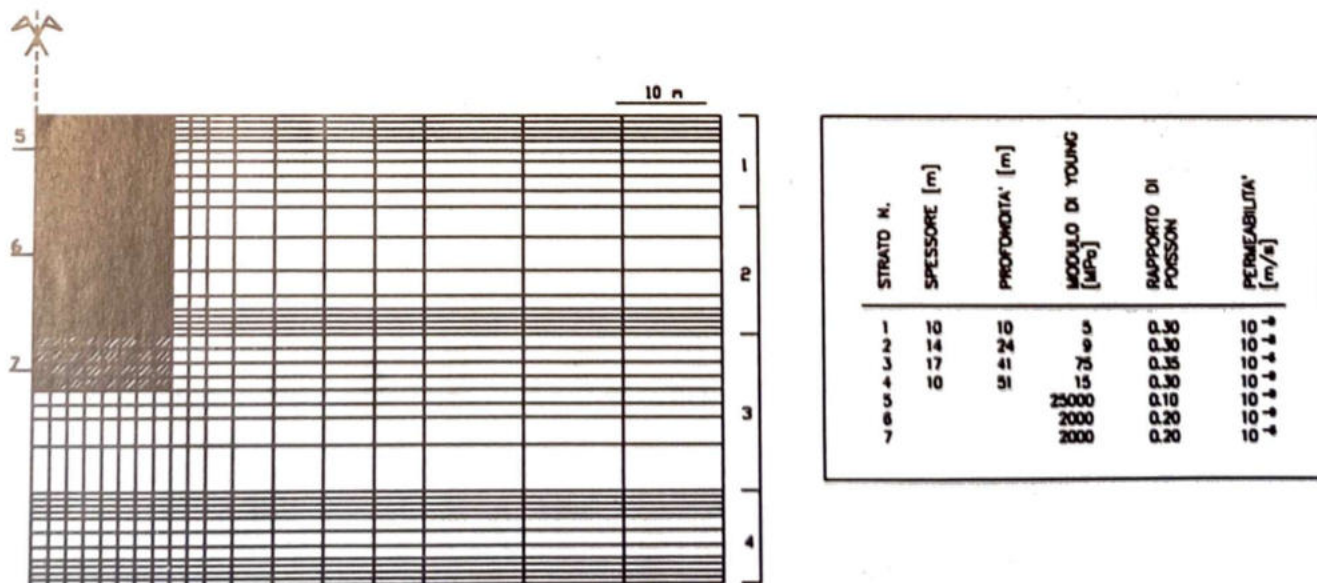
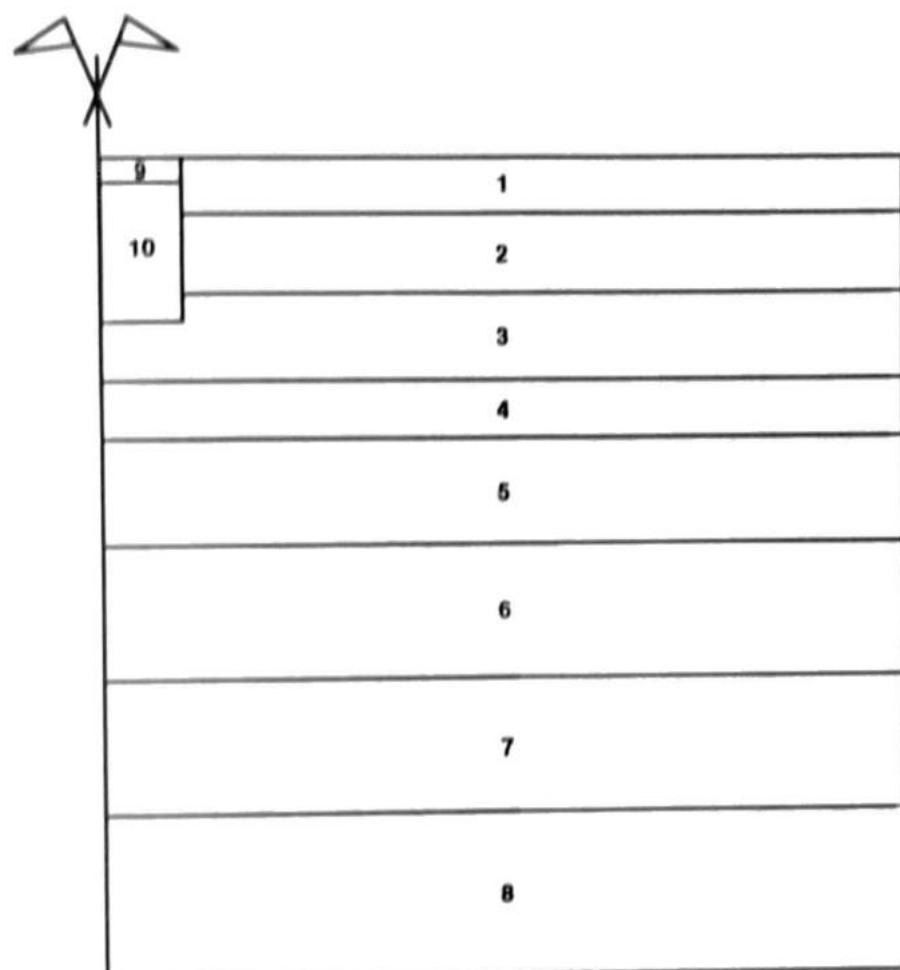


Fig. 35 - CENTRALE DI OSTIGLIA: CIMINIERA GRUPPI 3-4
MESH DI CALCOLO E PARAMETRI PER OMEGA



STRATO K.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
SPESORE (m)	10.0	14.0	17.0	10.0	18.0	25.0	25.0	30.0	5.0	25.0
E ($1/m^2$)	4000.	8800.	8000.	18000.	11900.	18100.	18750.	22800.	2800000.	210000.
ν	0.3	0.3	0.3	0.38	0.3	0.3	0.3	0.3	0.1	0.2

Fig. 36 - CENTRALE DI OSTIGLIA: CIMINIERA GRUPPI 3-4
SCHEMA DI CALCOLO E PARAMETRI ELASTICI PER FIESTA

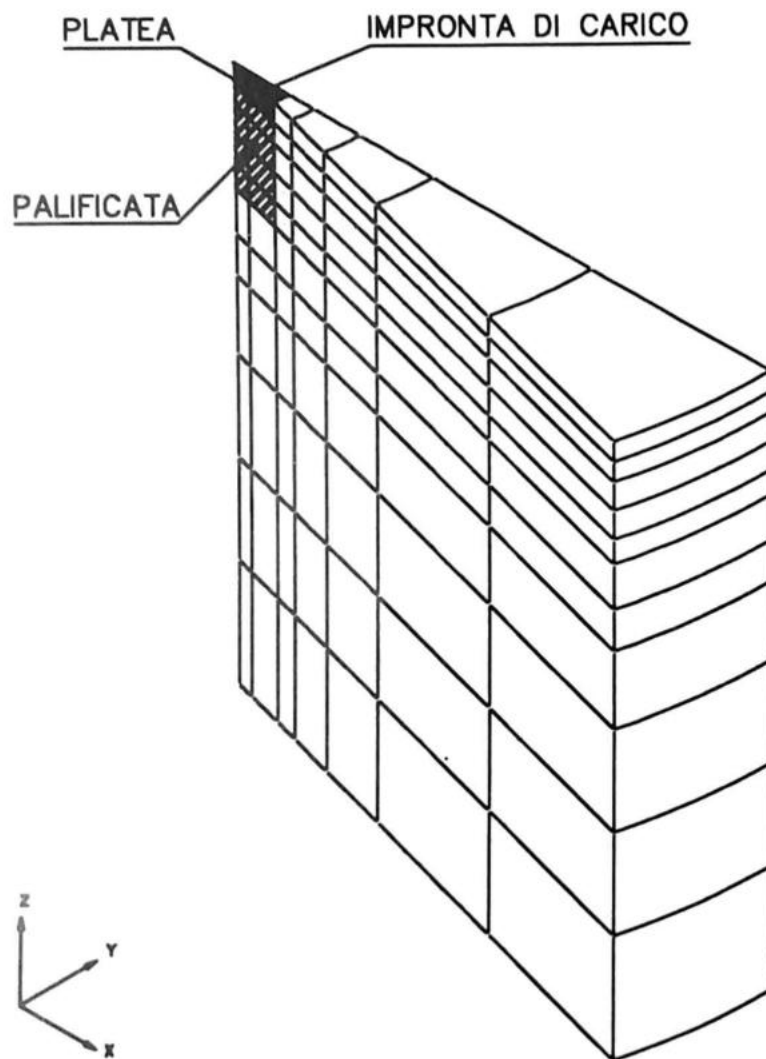


Fig. 37 - CENTRALE DI OSTIGLIA: CIMINIERA GRUPPI 3-4
MESH UTILIZZATA PER FIESTA

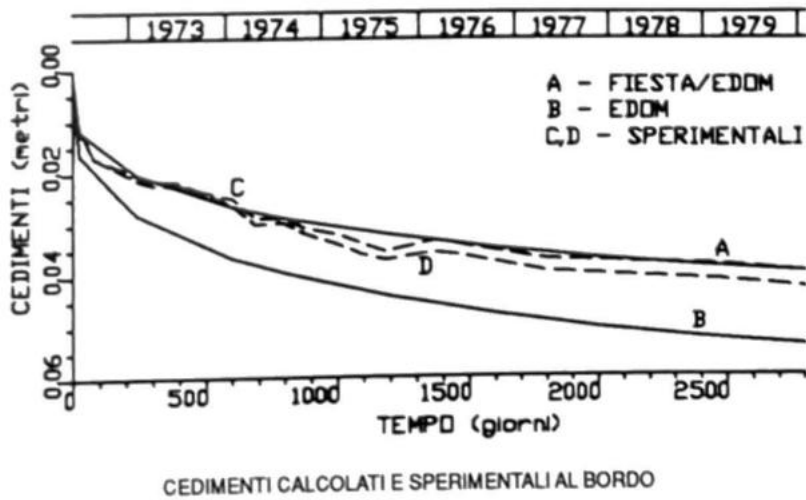
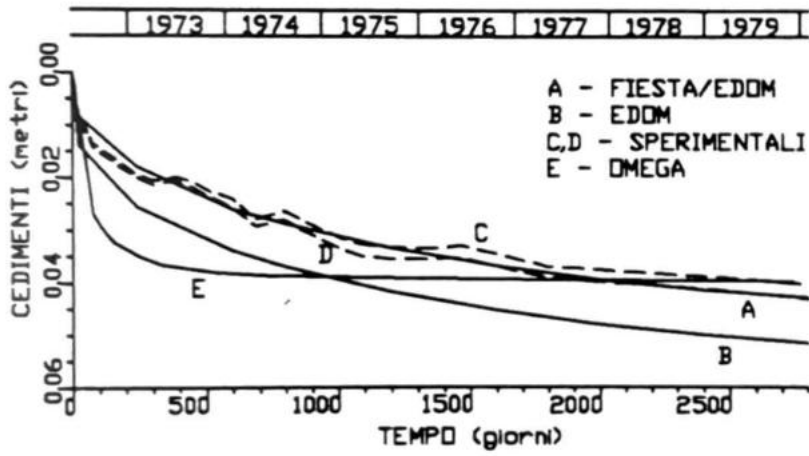
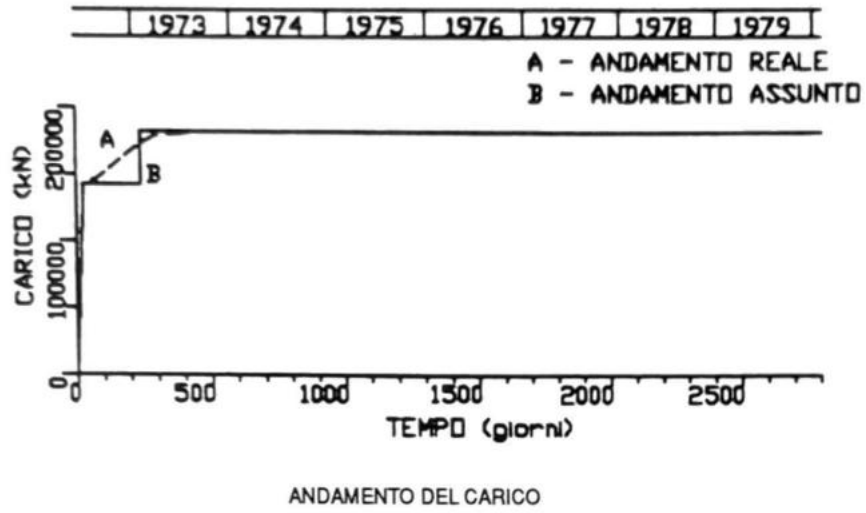
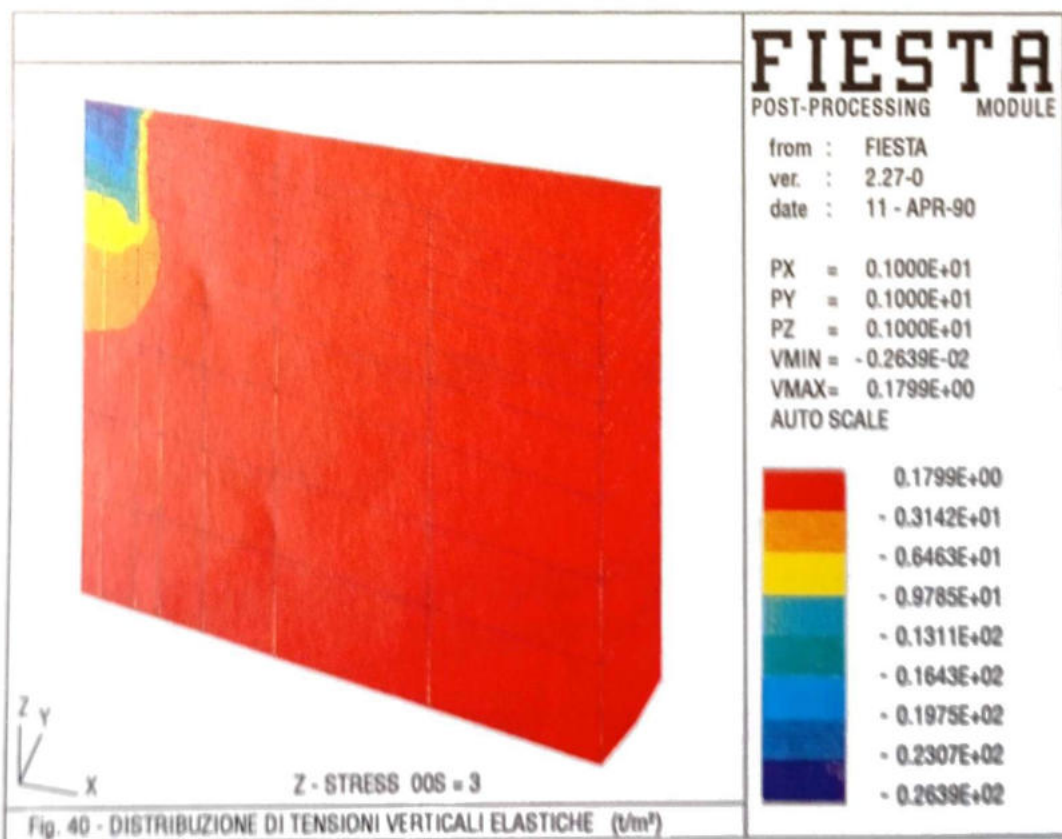
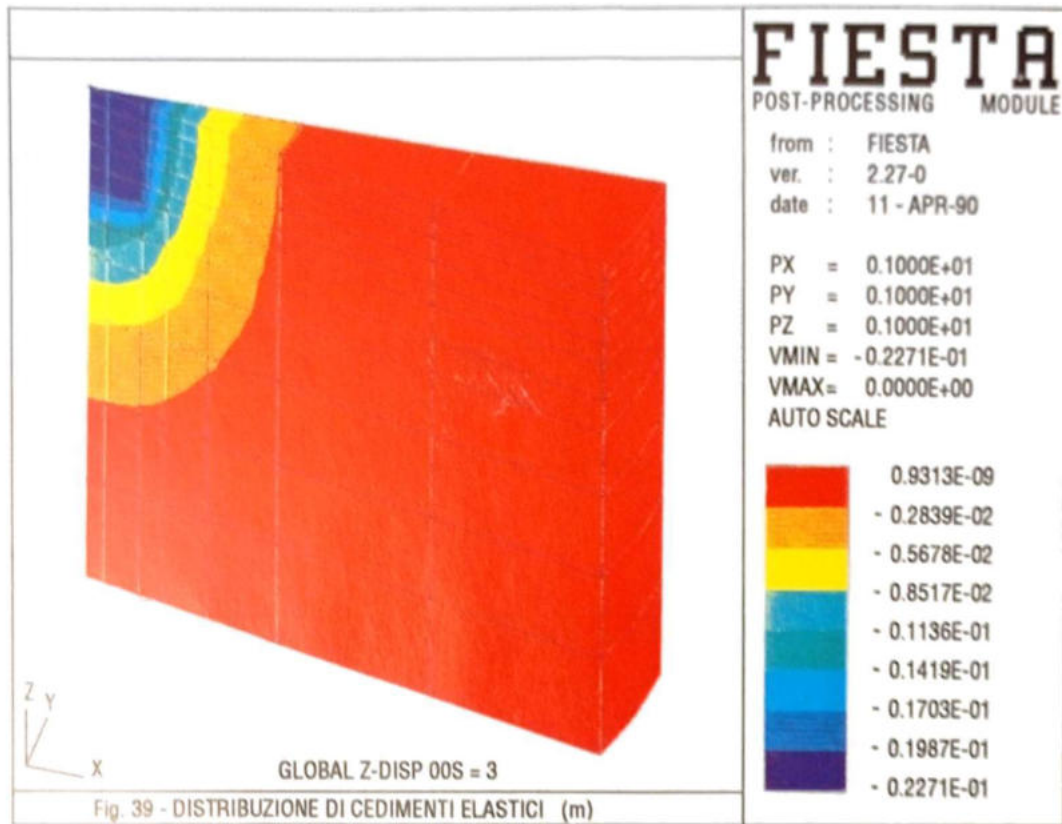


Fig. 38 - CENTRALE DI OSTIGLIA: CIMINIERA GRUPPI 3-4



Figg. 39-40 - CENTRALE TERMOELETTRICA DI OSTIGLIA
CIMINIERA GRUPPI 3/4

I risultati dei calcoli sono riportati nelle figure 38+40.

Nella figura 38 si possono vedere la legge di carico e l'andamento temporale dei cedimenti sperimentali massimi e minimi e di quelli calcolati per un punto al centro e per un punto al bordo dell'impronta di carico.

Nelle figure 39 e 40 sono riportate le distribuzioni di tensioni e cedimenti elastici ottenuti con il calcolo ad elementi finiti 3-D con FIESTA; si può osservare come il risultato di questo calcolo evidenzia il comportamento sostanzialmente rigido di questo tipo di fondazioni.

Si vede che i calcoli condotti con FIESTA/EDOM seguono meglio i cedimenti misurati; i cedimenti calcolati con EDOM risultano maggiori di quelli reali e ciò rientra nelle incertezze legate alla posizione e alle dimensioni della fondazione fittizia; con OMEGA si ottengono cedimenti finali concordanti con le misure reali, mentre sono discordanti per quanto riguarda l'andamento nel tempo, probabilmente a causa di una non adeguata valutazione del coefficiente di permeabilità k .

10.5 Centrale di Ostiglia: quarto gruppo

I cedimenti del gruppo n. 4 sono stati analizzati secondo due metodi, con il programma EDOM e con FIESTA/EDOM.

La disposizione delle fondazioni delle varie opere è riportata nella figura 41, nella quale sono rappresentati anche alcuni capisaldi posti in opera per la misura dei cedimenti, utilizzati come riferimento per il presente lavoro.

La costruzione ha avuto inizio tra la fine del 1971 e l'inizio del 1972 ed è durata complessivamente circa tre anni come si vede nelle figure 46+49.

Nella figura 41 sono rappresentati lo schema stratigrafico e un diagramma con i valori tipici di resistenza alla punta risultanti dalle prove penetrometriche statiche.

La figura 42 riporta la schematizzazione ed i parametri adottati per il calcolo dei cedimenti condotti con EDOM.

La discretizzazione del semispazio rappresentante il terreno e le strutture di fondazione, utilizzata nei calcoli condotti con FIESTA, è rappresentata nella figura 43. La definizione della mesh per il calcolo ad elementi finiti tiene conto delle problematiche precedentemente esposte (cfr. paragrafo 10.1) per quanto riguarda la suddivisione stratigrafica del terreno, la scelta del tipo di discretizzazione e la posizione delle superfici al contorno. La modellazione dei pali di fondazione è stata effettuata nello stesso modo descritto nel precedente paragrafo 10.4 per la ciminiera dei gruppi 3-4.

Nella figura 43 sono inoltre indicati i parametri geotecnici adottati nel calcolo elastico ad elementi finiti.

Nella figura 44 è rappresentato un particolare della mesh di calcolo in corrispondenza delle fondazioni delle opere, mentre nella figura 45 è rappresentato un particolare della mesh che mette in evidenza i diversi materiali adottati; si possono notare in particolare i pali di fondazione al disotto dei plinti.

I risultati dei calcoli sono rappresentati graficamente nelle figure 46+53.

Nelle figure 46+49 sono riportati, oltre ai diagrammi di carico delle varie opere, gli andamenti nel tempo dei cedimenti sperimentali e di quelli calcolati con i programmi EDOM e FIESTA/EDOM in corrispondenza dei capisaldi indicati nella figura 41.

Nelle figure 50 e 51 sono confrontate le curve di ugual cedimento ottenute con i due programmi utilizzati, in corrispondenza dei tempi pari a 1000 giorni e 2000 giorni dall'inizio della costruzione delle opere.

Nelle figure 52 e 53 sono infine riportate le curve di ugual cedimento, al tempo $t = 2000$ giorni, su una sezione verticale ottenuta in corrispondenza dell'asse longitudinale del gruppo 4.

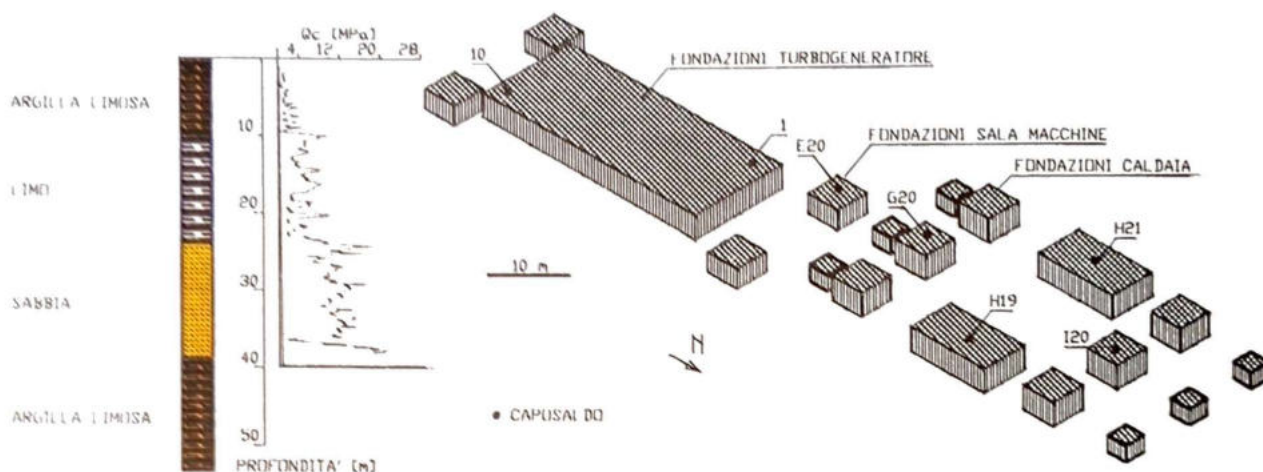


Fig. 41 - CENTRALE DI OSTIGLIA: GRUPPO N.4
SCHEMA DELLE FONDAZIONI E CARATTERISTICHE DEI TERRENI

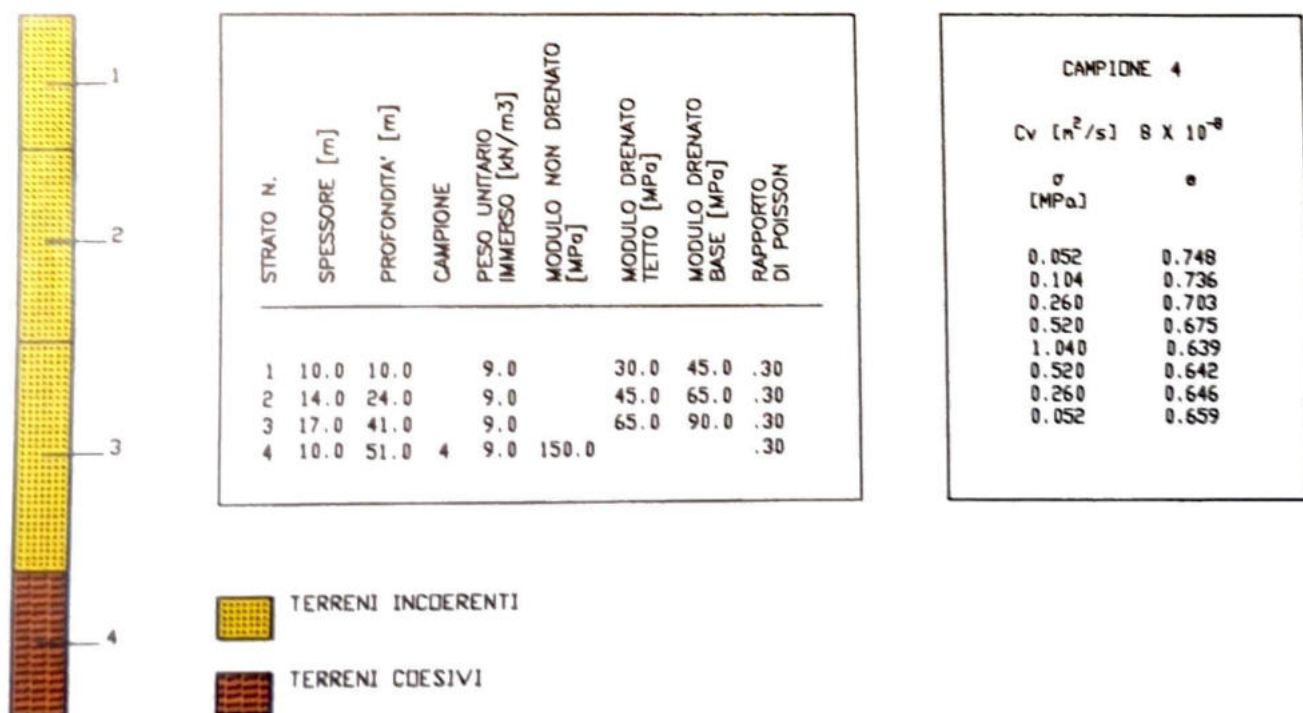


Fig. 42 - CENTRALE DI OSTIGLIA: GRUPPO N.4
SCHEMA DI CALCOLO E PARAMETRI GEOTECNICI PER EDOM

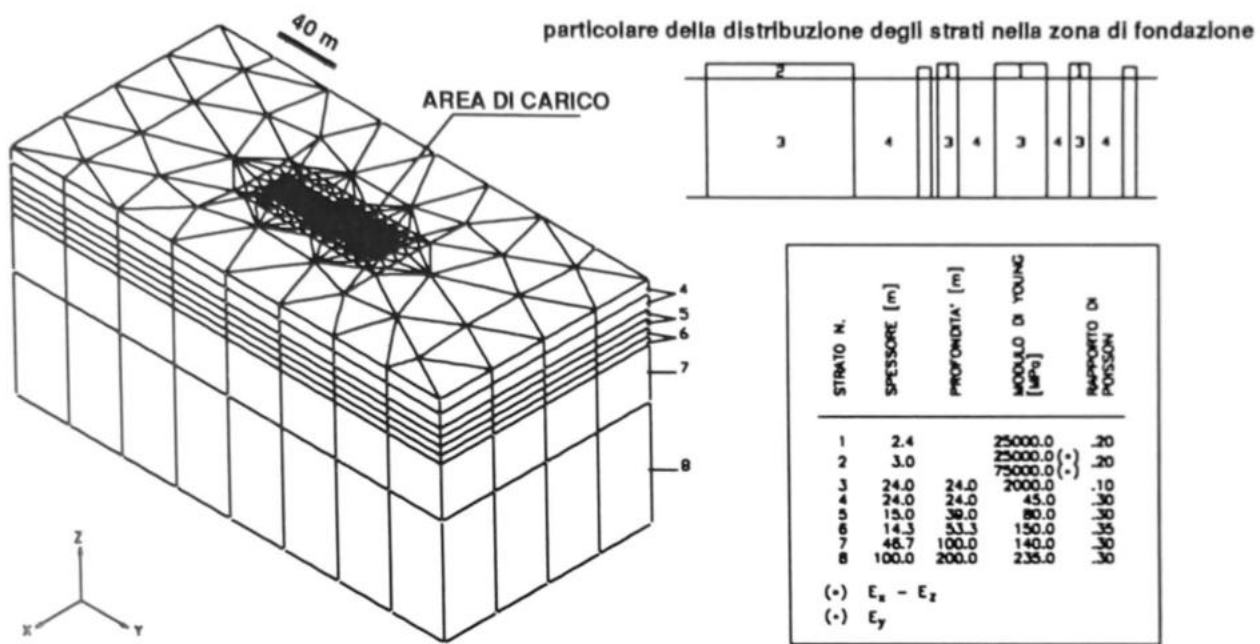


Fig. 43 - CENTRALE DI OSTIGLIA: GRUPPO N.4
 SCHEMA DI CALCOLO E PARAMETRI GEOTECNICI PER FIESTA

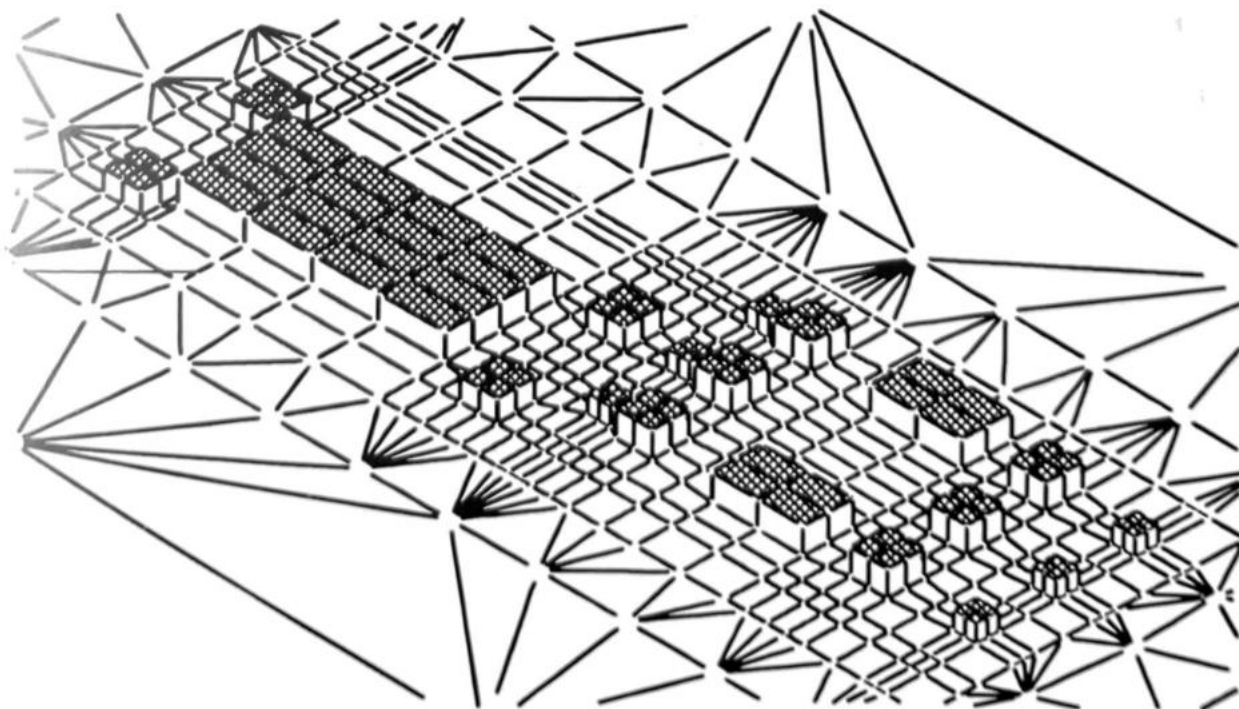


Fig. 44 - CENTRALE DI OSTIGLIA: GRUPPO N.4
 PARTICOLARE MESH DI CALCOLO PER FIESTA

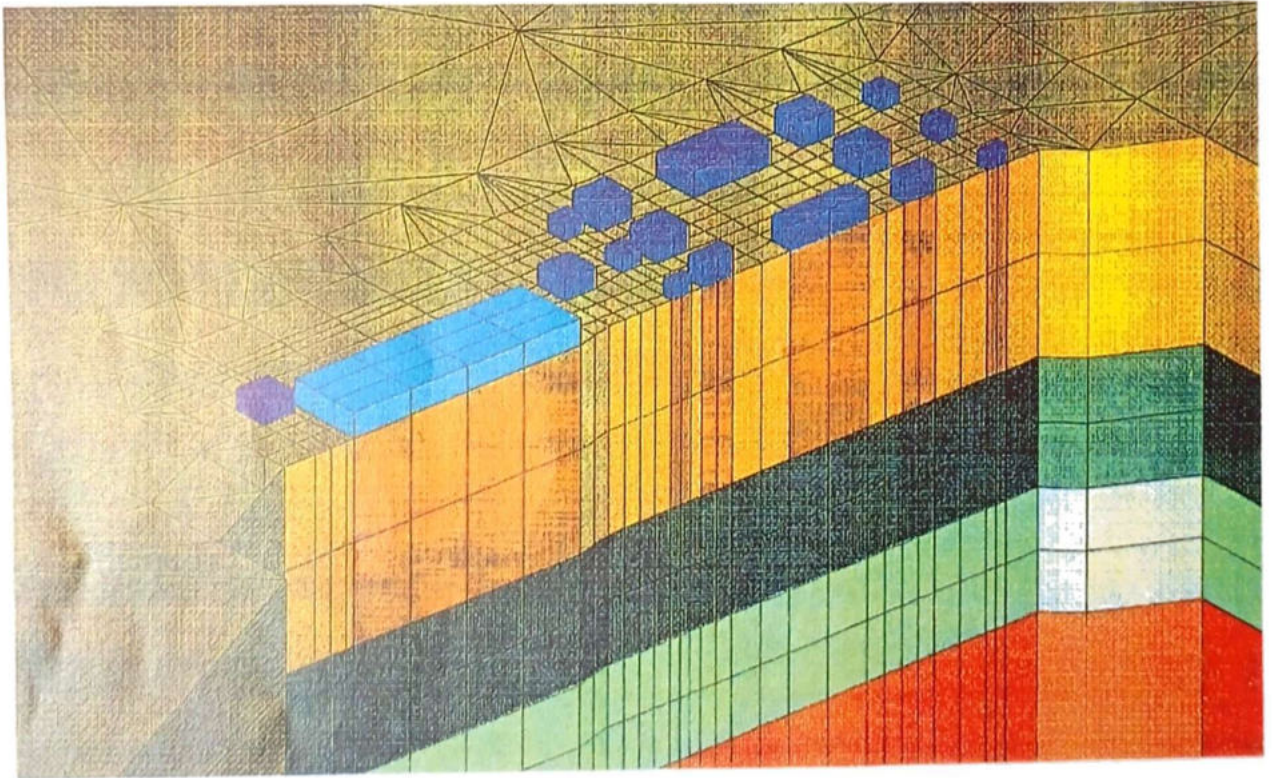
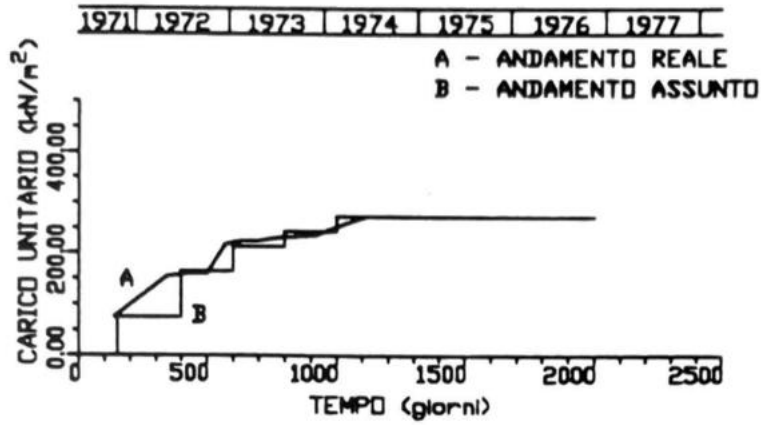
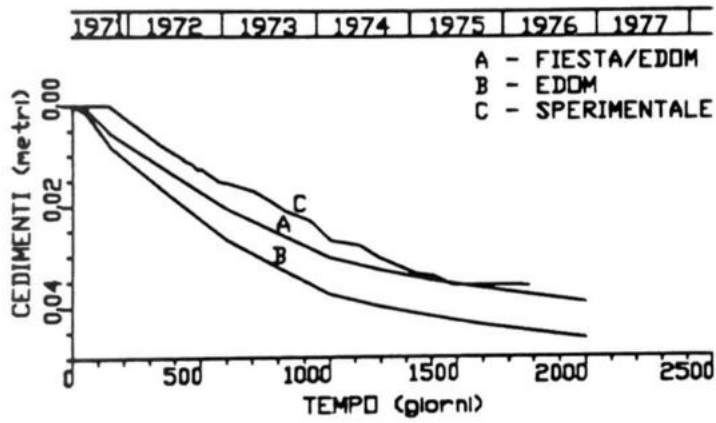


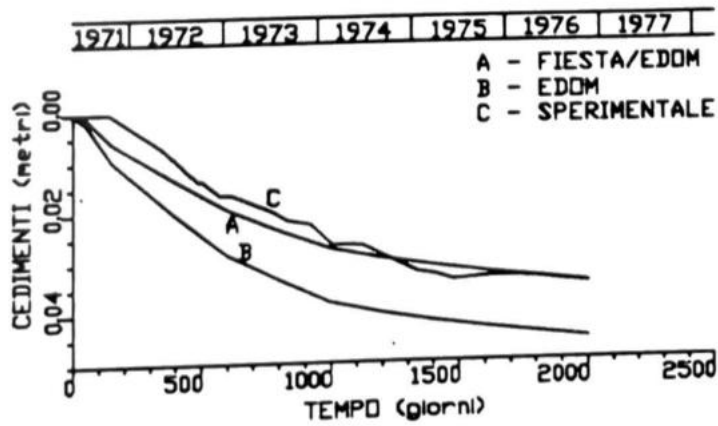
Fig. 45 - CENTRALE DI OSTIGLIA: GRUPPO N.4
PARTICOLARE DELLA MESH E DEI MATERIALI



FONDAZIONI TURBOGENERATORE: ANDAMENTO DEL CARICO

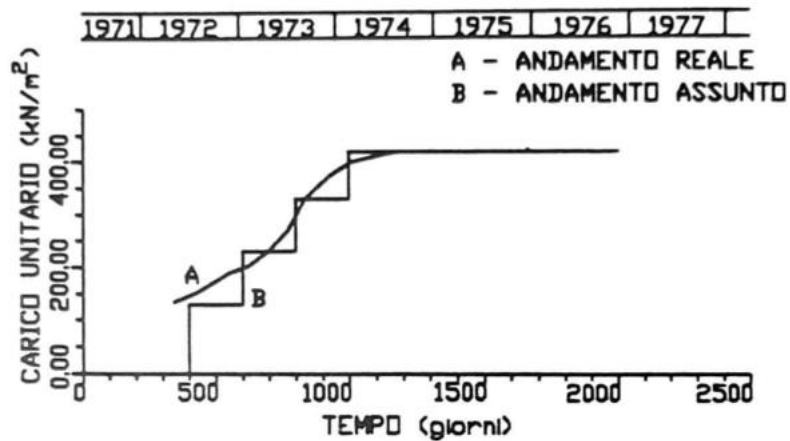


FONDAZIONI TURBOGENERATORE: CEDIMENTI CALCOLATI E SPERIMENTALI AL CAPOSALDO 1

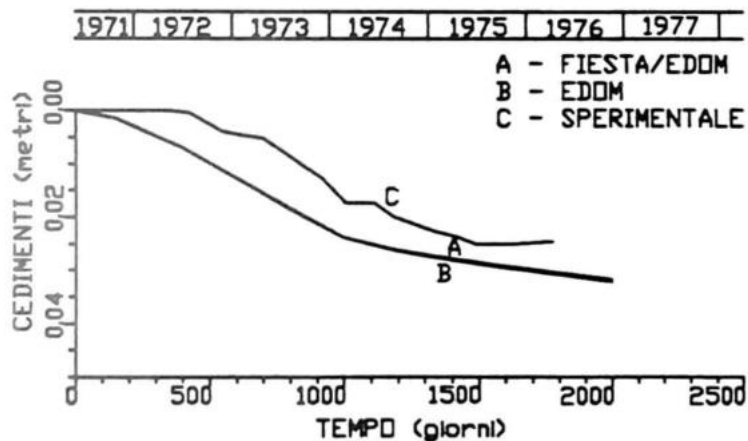


FONDAZIONI CALDAIA: CEDIMENTI CALCOLATI E SPERIMENTALI AL CAPOSALDO 10

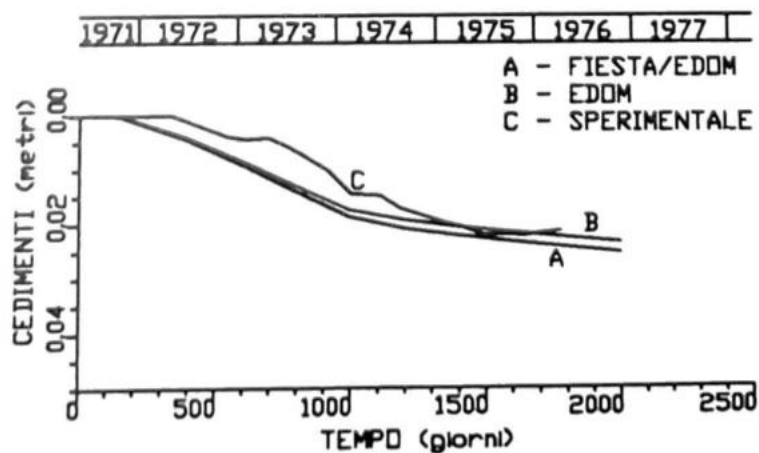
Fig. 46 - CENTRALE DI OSTIGLIA: GRUPPO N.4
RISULTATI DEI CALCOLI



FONDAZIONI CALDAIA: ANDAMENTO DEL CARICO

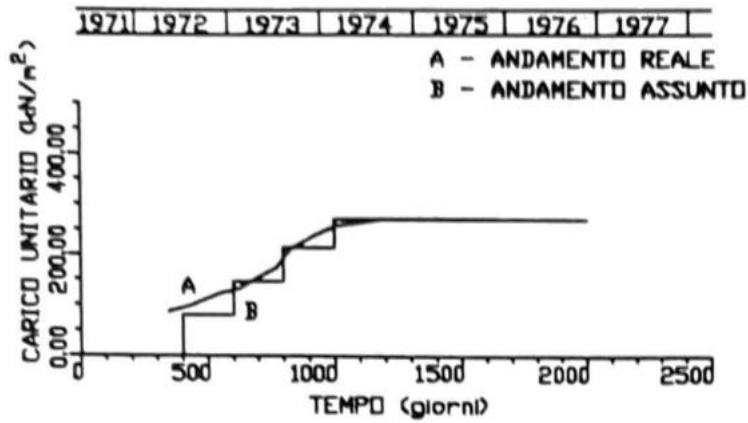


FONDAZIONI CALDAIA: CEDIMENTI CALCOLATI
E SPERIMENTALI AL CAPOSALDO G20

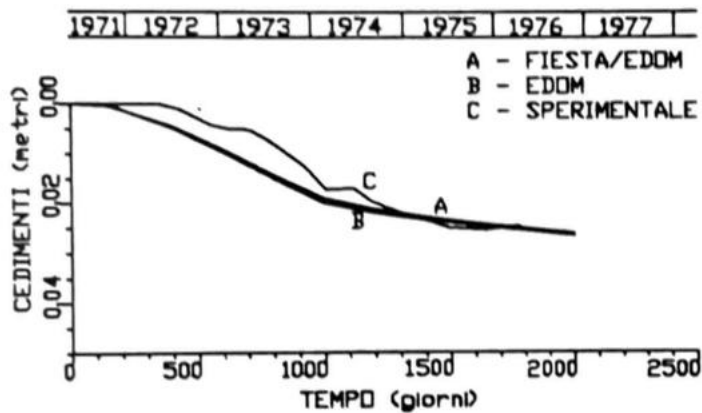


FONDAZIONI CALDAIA: CEDIMENTI CALCOLATI
E SPERIMENTALI AL CAPOSALDO I20

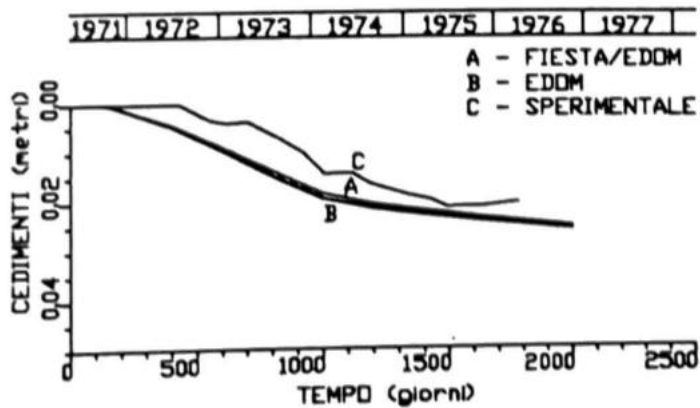
Fig. 47 - CENTRALE DI OSTIGLIA: GRUPPO N.4
RISULTATI DEI CALCOLI



FONDAZIONI CALDAIA: ANDAMENTO DEL CARICO

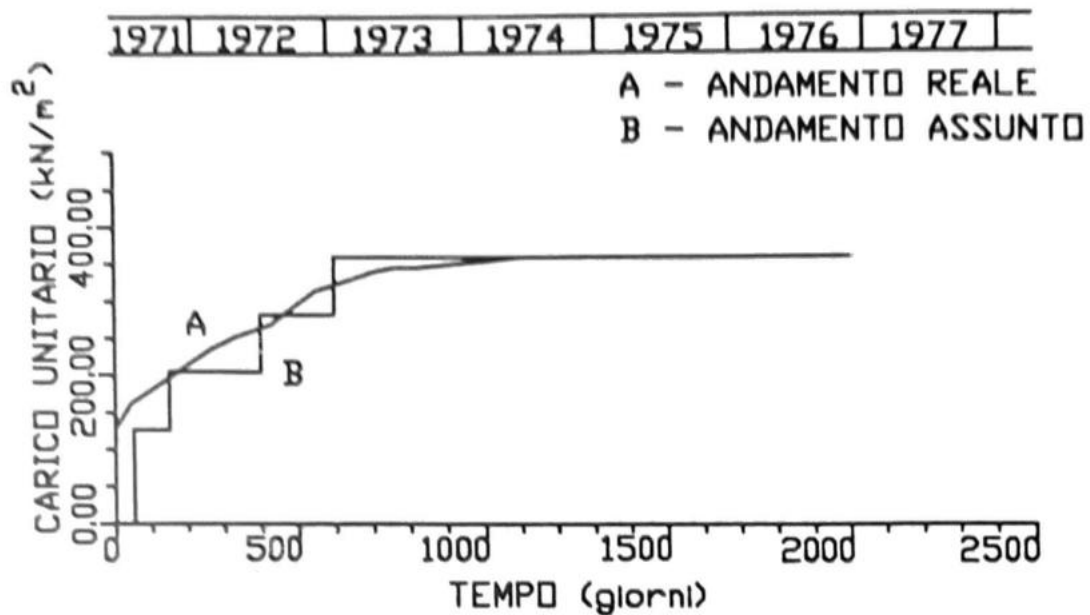


FONDAZIONI CALDAIA: CEDIMENTI CALCOLATI
E SPERIMENTALI AL CAPOALDO H19

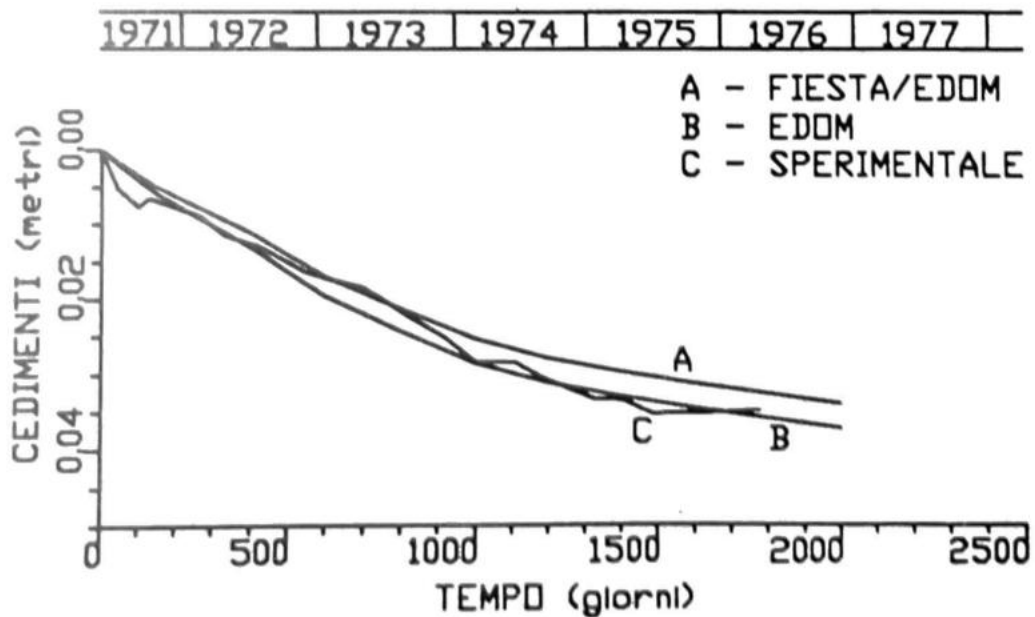


FONDAZIONI CALDAIA: CEDIMENTI CALCOLATI
E SPERIMENTALI AL CAPOALDO H21

Fig. 48 - CENTRALE DI OSTIGLIA: GRUPPO N.4
RISULTATI DEI CALCOLI

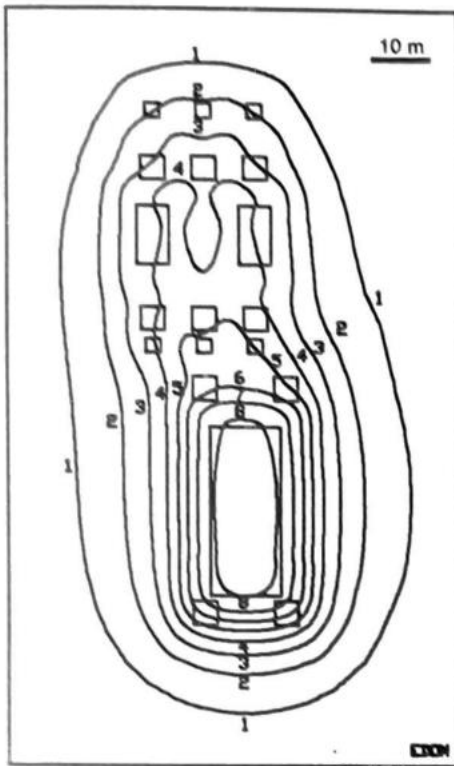


FONDAZIONI SALA MACCHINE: ANDAMENTO DEL CARICO



FONDAZIONI SALA MACCHINE: CEDIMENTI CALCOLATI
E SPERIMENTALI AL CAPOSALDO E20

Fig. 49 - CENTRALE DI OSTIGLIA: GRUPPO N.4
RISULTATI DEI CALCOLI



- 1 - 0.005 m
- 2 - 0.010 m
- 3 - 0.015 m
- 4 - 0.020 m
- 5 - 0.025 m
- 6 - 0.030 m
- 7 - 0.035 m
- 8 - 0.040 m

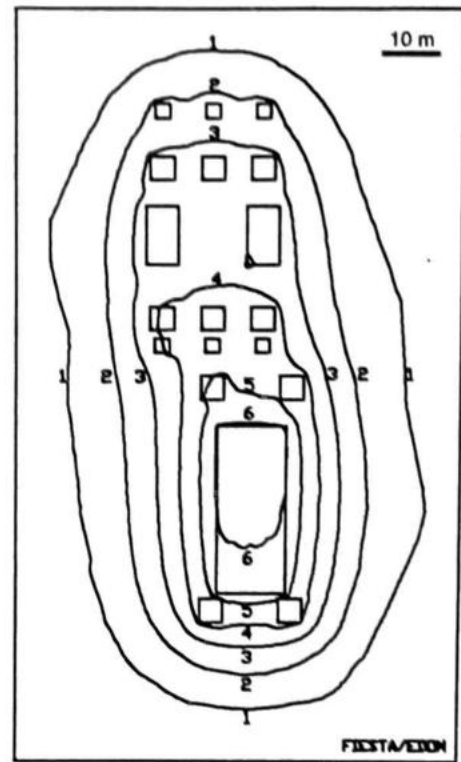
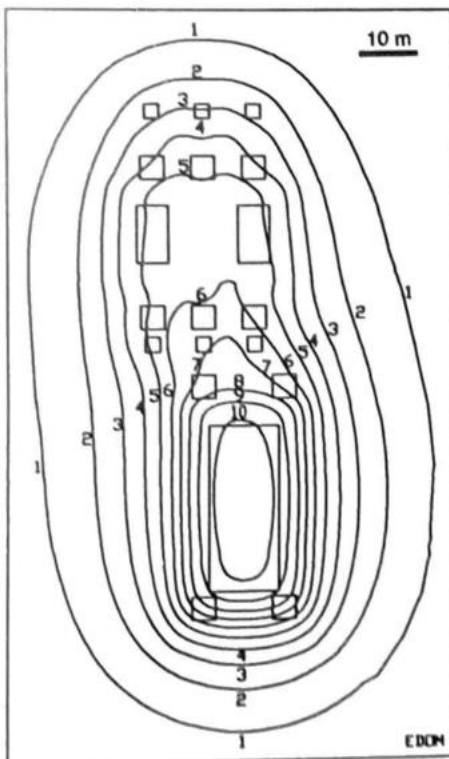


Fig. 50 - CENTRALE DI OSTIGLIA: GRUPPO N.4
 CURVE DI UGUAL CEDIMENTO AL TEMPO DI 1000 GIORNI



- 1 - 0.005 m
- 2 - 0.010 m
- 3 - 0.015 m
- 4 - 0.020 m
- 5 - 0.025 m
- 6 - 0.030 m
- 7 - 0.035 m
- 8 - 0.040 m
- 9 - 0.045 m
- 10 - 0.050 m

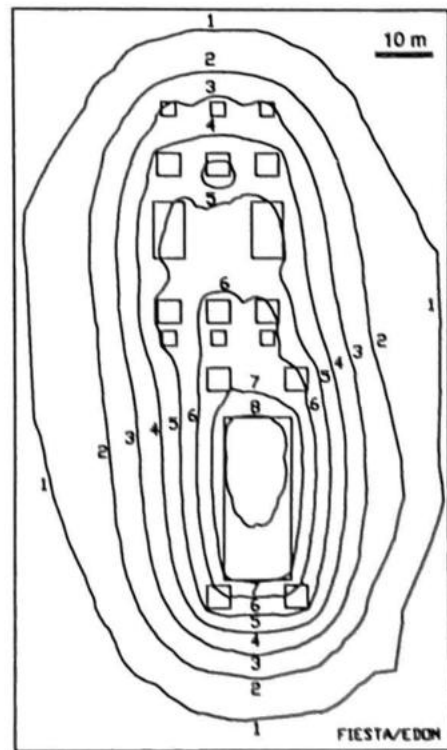
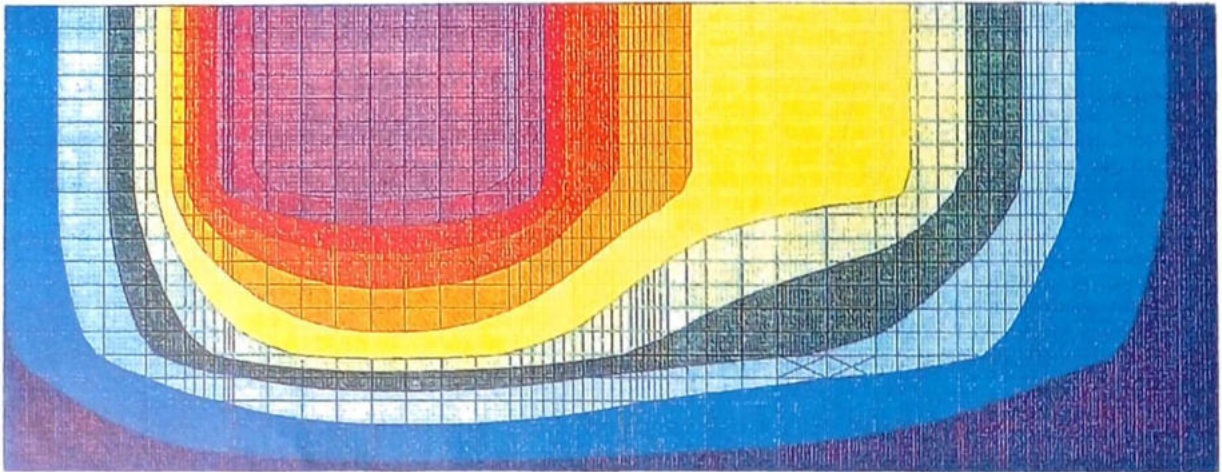
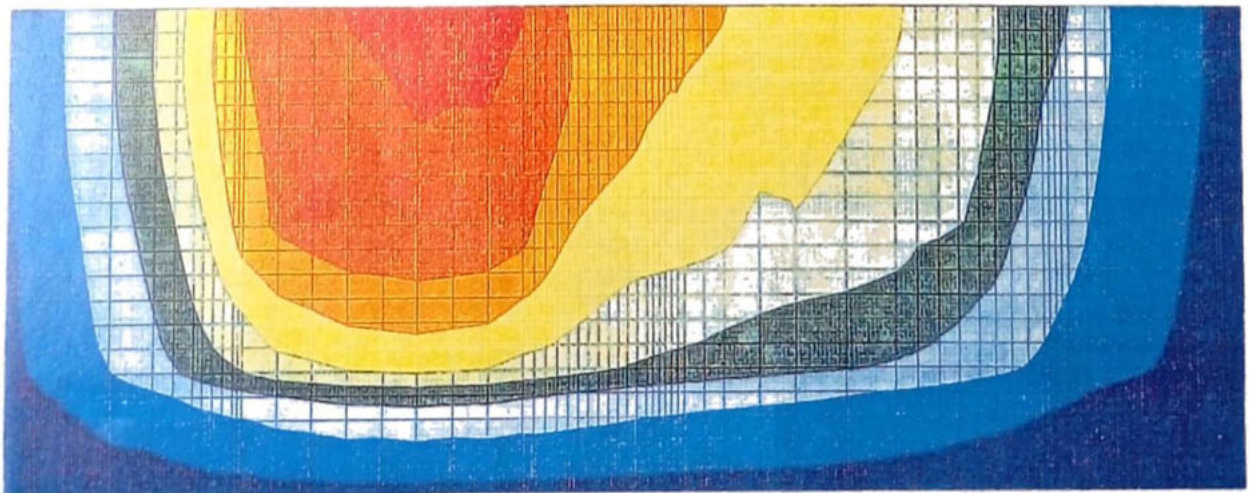


Fig. 51 - CENTRALE DI OSTIGLIA: GRUPPO N.4
 CURVE DI UGUAL CEDIMENTO AL TEMPO DI 2000 GIORNI



t = 2000 gg

Fig. 52 - CENTRALE DI OSTIGLIA: GRUPPO N.4
SEZIONE VERTICALE SULL'ASSE LONGITUDINALE - CEDIMENTI CON EDOM



t = 2000 gg

Fig. 53 - CENTRALE DI OSTIGLIA: GRUPPO N.4
SEZIONE VERTICALE SULL'ASSE LONGITUDINALE - CEDIMENTI CON FIESTA/EDOM

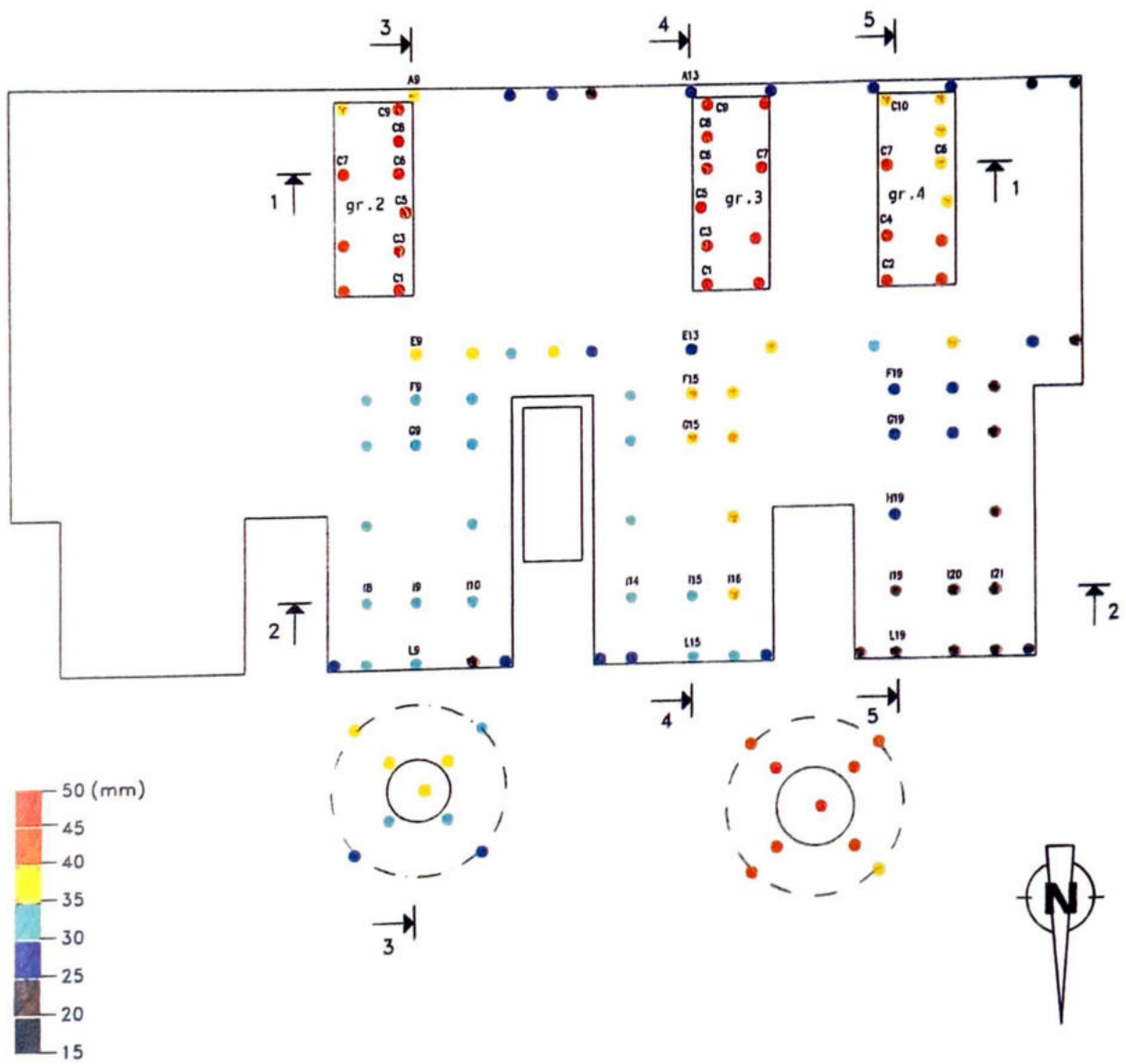


Fig. 54 - CENTRALE DI OSTIGLIA
CEDIMENTI A FINE CONSOLIDAZIONE

I cedimenti misurati dopo diversi anni dalla costruzione su tutti i capisaldi posti in opera sono indicati graficamente nella figura 54.

Osservando i risultati dei calcoli condotti con i due programmi utilizzati, relativamente ai capisaldi posti in opera sulle fondazioni della caldaia e della sala macchine (capisaldi G20, I20, H19, H21, E20), sia EDOM che FIESTA/EDOM forniscono risultati molto vicini ai valori misurati (figure 46, 47 e 49).

Per quanto riguarda invece i cedimenti calcolati in corrispondenza dei capisaldi posti in opera sulle fondazioni del turboalternatore (capisaldi 1 e 10), i valori ottenuti con FIESTA/EDOM sono in ottimo accordo con quelli reali mentre i valori ottenuti con EDOM li sovrastimano (figura 48).

Il motivo va ricercato nel fatto che nella schematizzazione con EDOM sono state considerate impronte di carico flessibili, mentre con FIESTA/EDOM sono state imposte alle varie strutture le loro effettive rigidità. Le fondazioni della caldaia e della sala macchine sono costituite da plinti isolati, da una struttura cioè che può essere considerata globalmente flessibile, mentre la struttura di supporto del turboalternatore possiede una notevole rigidità.

Le differenti risposte fornite dai due programmi sono evidenti anche osservando e confrontando le curve di ugual cedimento riportate nelle figure 50 e 51.

Per quanto riguarda la distribuzione dei cedimenti verticali sulle sezioni rappresentate nelle figure 52 e 53, si nota come le differenze fra i risultati dei due calcoli siano sostanzialmente concentrate nelle zone corrispondenti alle palificate ed in quelle immediatamente vicine a queste, confermando la maggiore validità dell'impostazione con elementi finiti rispetto alla scelta di una fondazione fittizia che si rende necessaria per utilizzare il programma EDOM.

	gr. 2	gr. 3	gr. 4
caldaia	28	33	23
turboalternatore	35	38	34
ciminiera	30	36	

Tabella III - Cedimento medio (mm) delle opere a 4 anni dalla costruzione.

La distribuzione dei cedimenti medi delle varie opere dei gruppi 2,3 e 4 dopo 4 anni dalla costruzione, è riportata nella tabella III; si può osservare che i cedimenti presentano differenze (entro 1 cm) tra le opere dei diversi gruppi. Queste differenze sono da attribuire a diversità di stratigrafia e a diversità di fondazioni fra il gruppo 2 e i gruppi 3 e 4: il gruppo 2 è fondato infatti su pali trivellati a grande diametro spinti a 33 m di profondità, i gruppi 3 e 4 sono fondati su pali Franki spinti sino a 28 m di profondità. Per quanto riguarda le ciminiere si osserva che la ciminiera del gruppo 2 è fondata su pali trivellati a grande diametro spinti a 33 m di profondità e la ciminiera dei gruppi 3 e 4 è fondata su pali Franki spinti sino a 30 m di profondità. Mentre per la prima ciminiera la concentrazione di carico è pari a 144 t/m, per la seconda ciminiera la concentrazione di carico è pari a 190 t/m.

10.6 Centrale di Sermide: rilevato di precarico serbatoio 1

In relazione alle caratteristiche di compressibilità abbastanza elevate dei terreni di fondazione dei serbatoi venne deciso di realizzare dei rilevati di precarico allo scopo di consolidare i terreni prima della costruzione dei serbatoi stessi. La costruzione dei rilevati è avvenuta in circa tre mesi, con inizio verso la

metà di novembre del 1977 (vedi figure 60 e 61). Il precarico è stato mantenuto per un periodo di circa nove mesi ed è stato poi rapidamente asportato.

Nella figura 55 è riportato uno schema del rilevato, un diagramma con i valori tipici di resistenza alla punta misurati con le prove penetrometriche statiche e uno schema stratigrafico.

I cedimenti del precarico del serbatoio n. 1 sono stati analizzati secondo due metodi, con il programma EDOM e con FIESTA/EDOM.

Nella figura 56 sono indicati lo schema di calcolo ed i parametri geotecnici utilizzati con EDOM, mentre nella figura 57 sono riportate le curve edometriche utilizzate per l'analisi di consolidazione.

Nella figura 58 sono rappresentati lo schema del terreno ed i parametri adottati nell'analisi elastica ad elementi finiti condotta con FIESTA.

Come si può notare i due schemi di calcolo adottati per l'analisi elastica e per l'analisi di consolidazione differiscono notevolmente per quanto riguarda il grado di rappresentazione della stratigrafia reale del terreno.

Nel calcolo ad elementi finiti si è cercato di raggruppare strati relativamente omogenei di terreno in un unico strato equivalente. Nel calcolo della consolidazione è invece stato possibile rappresentare gli strati di terreno con maggiore dettaglio in quanto ciò non comporta problemi dal punto di vista dei tempi di calcolo poiché l'analisi viene condotta per verticali indipendenti le une dalle altre.

Per quanto riguarda l'influenza delle superfici vincolate sulla distribuzione delle tensioni e dei cedimenti ottenuti con il calcolo ad elementi finiti si deve osservare che in genere le profondità raggiunte dai sondaggi non sono sufficienti a garantire la correttezza dei risultati viste le grandi dimensioni delle impronte di carico, per cui si è costretti ad estendere l'analisi anche a strati di terreno profondi e non raggiunti dalle indagini geotecniche.

Tale problema non si pone invece nel calcolo della consolidazione in quanto gli strati più profondi sono interessati da livelli tensionali indotti del tutto trascurabili rispetto alla scarsa compressibilità del terreno.

La mesh utilizzata per l'analisi ad elementi finiti è rappresentata nella figura 59 ed è il risultato delle seguenti considerazioni che integrano quanto esposto precedentemente.

Considerando trascurabile l'influenza di strutture adiacenti, poiché poste a distanza sufficientemente elevata, il comportamento dell'insieme rilevato terreno è stato rappresentato con uno schema di tipo assialsimmetrico. Questo ha permesso di ridurre lo studio ad una porzione di terreno che in pianta è costituito da un settore circolare con centro sull'asse di simmetria del rilevato.

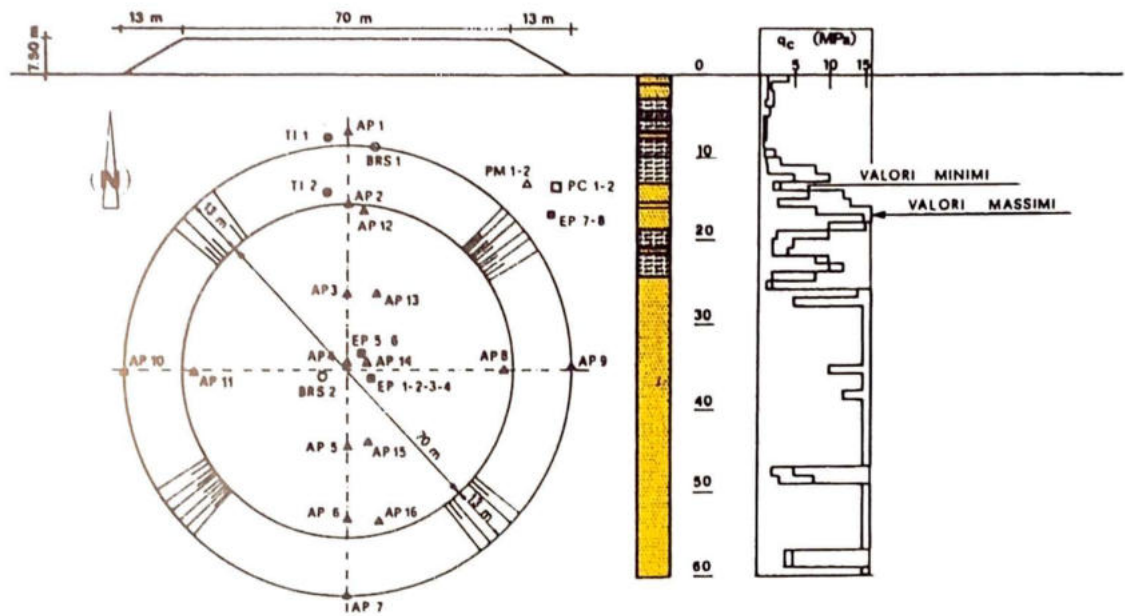
La superficie verticale opposta all'asse di simmetria è stata posta ad una distanza dall'asse stesso pari a 5 volte il raggio del rilevato ed è stata vincolata ad avere spostamenti orizzontali nulli; lo stesso tipo di vincolo è stato imposto sulle altre due superfici verticali.

La superficie orizzontale inferiore si trova ad una distanza dal piano campagna pari a 5 volte il raggio massimo del rilevato e su di essa sono stati imposti spostamenti nulli; sulla superficie superiore i nodi non sono stati vincolati.

Nella figura 60 si possono vedere la legge di carico e l'andamento temporale dei cedimenti calcolati con i due metodi e di quelli misurati per un punto al centro dell'impronta di carico e per un punto posto ad una distanza di 35 m dal centro dell'impronta di carico.

Nella figura 61 si possono vedere la legge di carico e l'andamento temporale dei cedimenti calcolati con i due metodi e di quelli misurati per un punto posto ad una distanza di 48 m dal centro dell'impronta di carico.

Le distribuzioni delle tensioni e dei cedimenti ottenuti con l'analisi elastica ad elementi finiti sono rappresentate nella figura 62 nella quale si può osservare come il comportamento del rilevato sia tipico di una fondazione perfettamente flessibile.



SIMB.	DENOMINAZIONE
▲	anemometro a piastra
△	piezometro Malhak
○	anemometro B R S
□	piezometro Casagrande
■	piezometro elettropneumatico
●	tubo inclinometrico

Fig. 55 - CENTRALE DI SERMIDE
 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE-STRUTTURALI E TERRENO DI FONDAZIONE
 DEL RILEVATO DI PRECARICO N.1

STRATO N.	SPESSORE (m)	CAMPIONE	γ (t/m ³)	E u (t/m ²)	E tetto (t/m ²)	E base (t/m ²)	ν
1	1.0		1.8		2100.	2200.	0.3
2	1.7		0.9		2200.	2450.	0.3
3	1.6	1	0.9	750.			0.35
4	0.9	3	0.9	750.			0.35
5	1.4	4	0.9	750.			0.35
6	0.3		0.9		2950.	3000.	0.3
7	0.5	4	0.9	750.			
8	0.1		0.9		3100.	3100.	0.3
9	2.1	6	0.9	2200.			
10	3.2	9	1.0	2200.			
11	2.4		1.0		3800.	4100.	0.3
12	0.6	9	1.0	2200.			
13	2.7		1.0		4200.	4550.	0.3
14	2.3	16	1.0	4500.			
15	0.6		1.0		4850.	4900.	0.3
16	2.8	16	1.0	4500.			
17	35.8		1.0		5300.	10000.	0.3

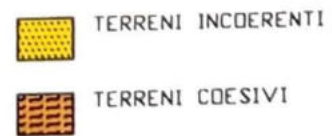
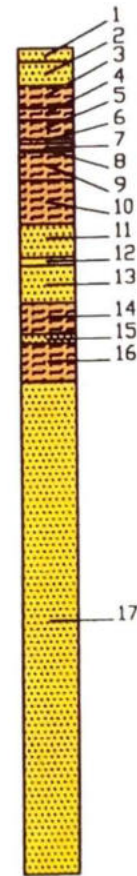


Fig. 56 - CENTRALE DI SERMIDE: RILEVATO DI PRECARICO SERBATOIO N.1
SCHEMA DI CALCOLO E PARAMETRI GEOTECNICI PER EDOM

CAMPIONE 1	
Cv (m ² /gg)	.00691
σ (t/m ²)	e
0.000	0.931
5.125	0.903
10.250	0.883
25.650	0.826
51.300	0.753
102.600	0.671
205.200	0.581
102.600	0.588
25.650	0.622
1.025	0.720

CAMPIONE 3	
Cv (m ² /gg)	.0104
σ (t/m ²)	e
0.000	1.113
5.125	1.074
10.250	1.052
25.650	0.995
51.300	0.915
102.600	0.807
205.200	0.649
102.600	0.701
25.650	0.731
1.025	0.844

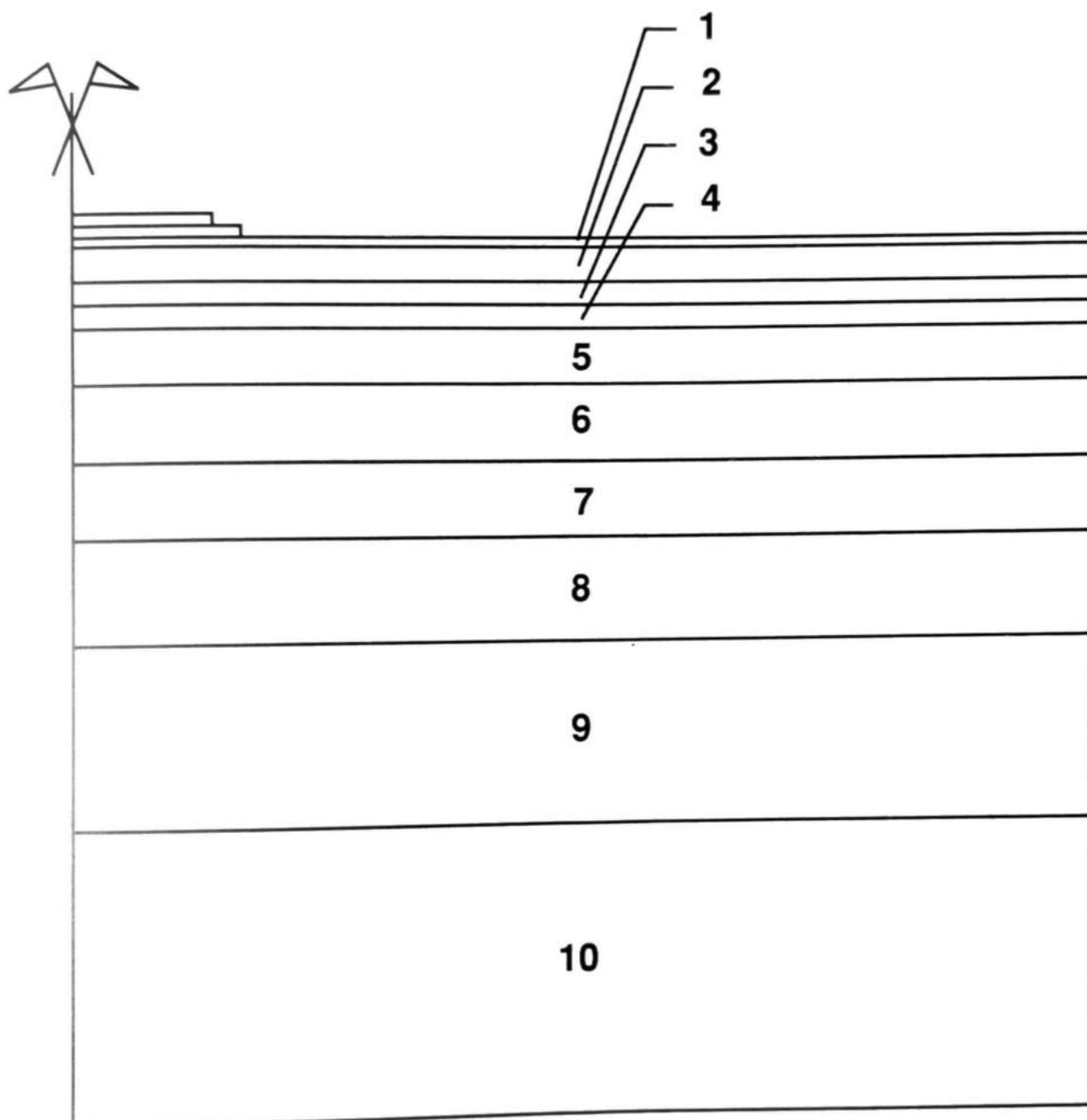
CAMPIONE 4	
Cv (m ² /gg)	.00691
σ (t/m ²)	e
0.000	1.093
5.125	1.051
10.250	1.013
25.650	0.928
51.300	0.839
102.600	0.739
205.200	0.622
102.600	0.634
25.650	0.681
1.025	0.777

CAMPIONE 6	
Cv (m ² /gg)	.0043
σ (t/m ²)	e
0.000	2.264
5.125	2.207
10.250	2.161
25.650	2.005
51.300	1.685
102.600	1.325
205.200	1.056
102.600	1.092
25.650	1.244
1.025	1.619

CAMPIONE 9	
Cv (m ² /gg)	.0259
σ (t/m ²)	e
0.000	0.712
5.125	0.681
10.250	0.665
25.650	0.639
51.300	0.612
102.600	0.577
205.200	0.535
102.600	0.539
25.650	0.549
1.025	0.574

CAMPIONE 16	
Cv (m ² /gg)	.0259
σ (t/m ²)	e
0.000	0.819
5.125	0.772
10.250	0.752
25.650	0.717
51.300	0.686
102.600	0.646
205.200	0.604
102.600	0.609
25.650	0.627
1.025	0.679

Fig. 57 - CENTRALE DI SERMIDE: PRECARICO SERBATOIO N.1
CURVE EDOMETRICHE UTILIZZATE



STRATO N.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
SPESSORE (m)	3.0	9.7	5.8	5.7	15.8	20.0	20.0	30.0	50.0	80.0
E (t/m ²)	2500.	750.	4150.	2200.	6300.	8700.	11300.	14600.	19900.	29450.
ν	0.3	0.35	0.3	0.35	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3

Fig. 58 - CENTRALE DI SERMIDE: RILEVATO DI PRECARICO SERBATOIO N.1
SCHEMA DI CALCOLO E PARAMETRI ELASTICI PER FIESTA

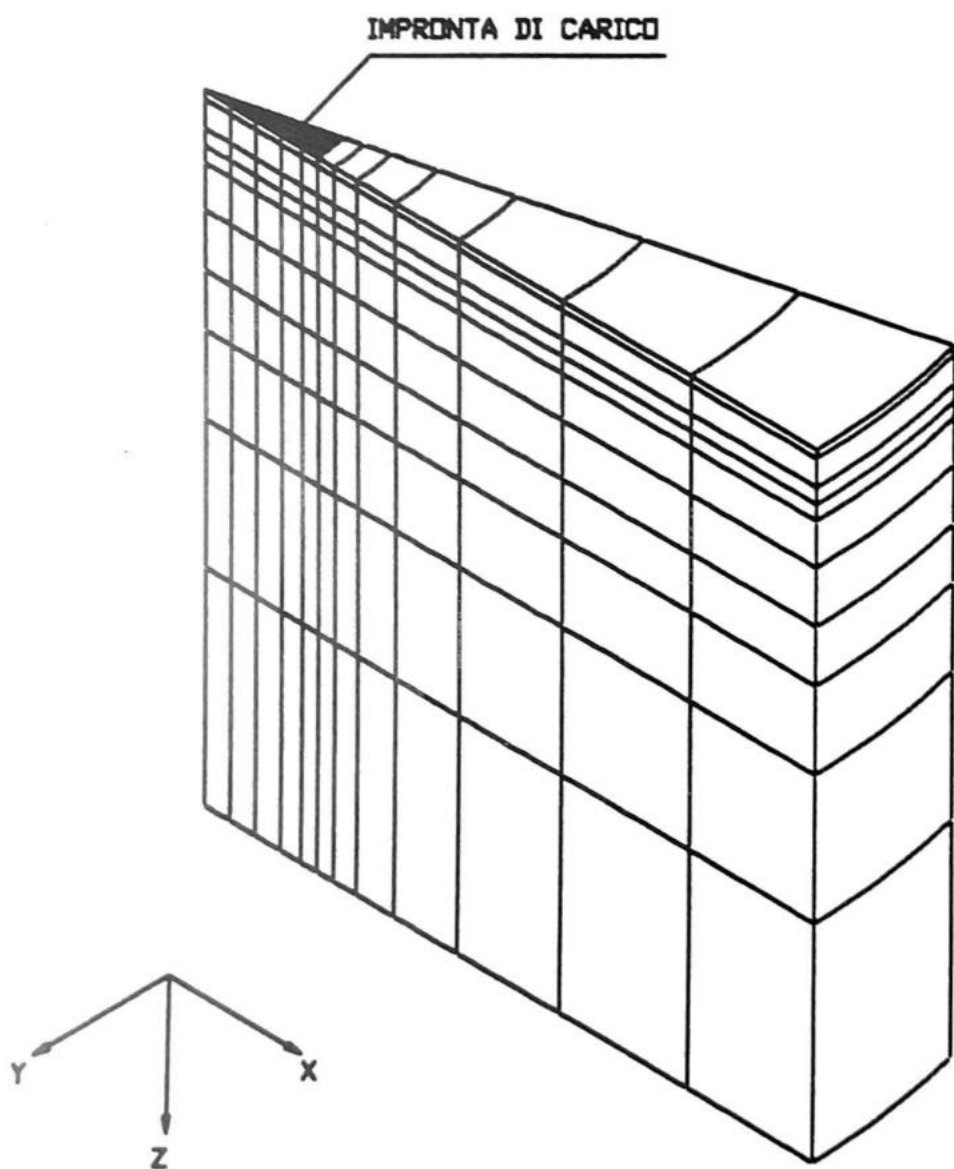


Fig. 59 - CENTRALE DI SERMIDE: RILEVATO DI PRECARICO SERBATOIO N.1
MESH UTILIZZATA PER FIESTA

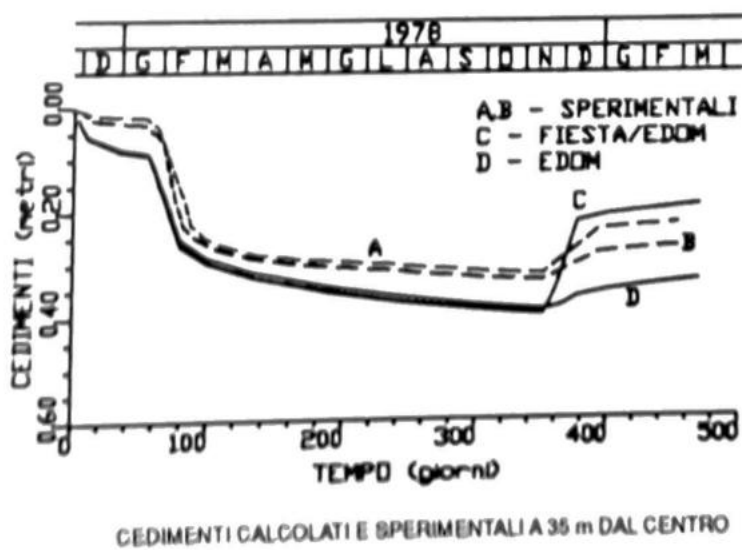
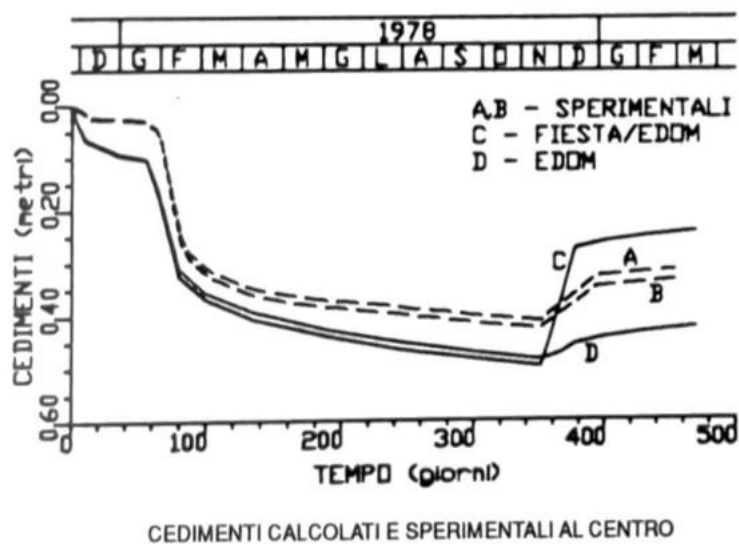
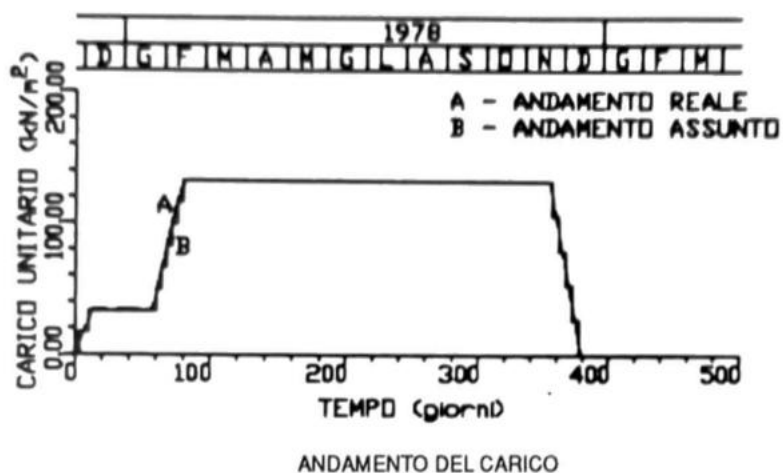


Fig. 60 - CENTRALE DI SERMIDE: RILEVATO DI PRECARICO SERBATOIO N.1

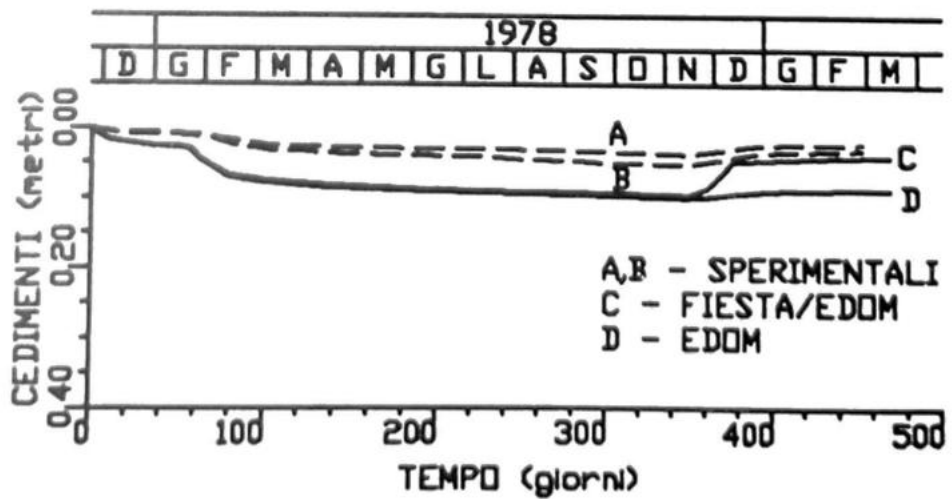
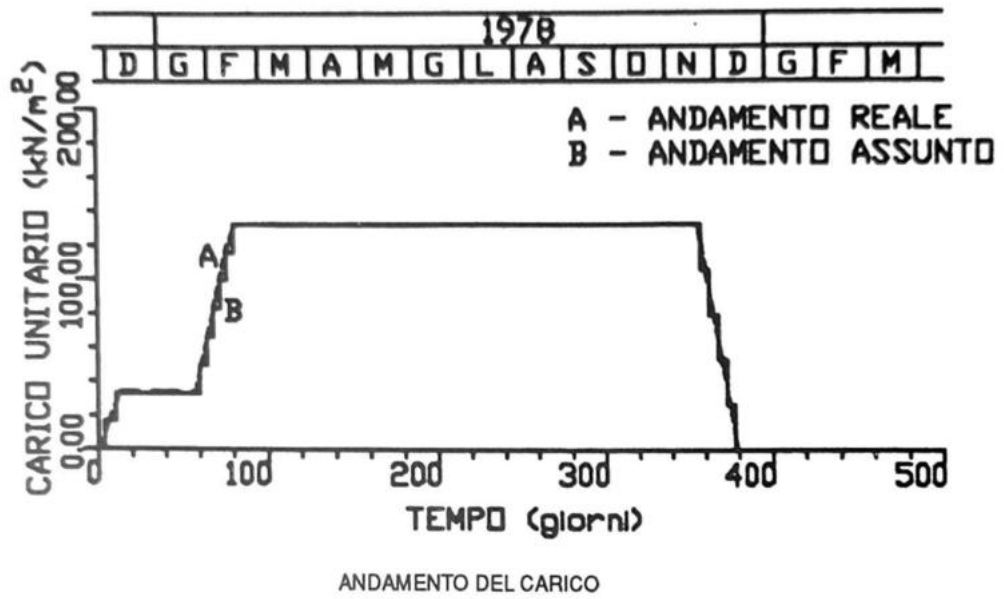
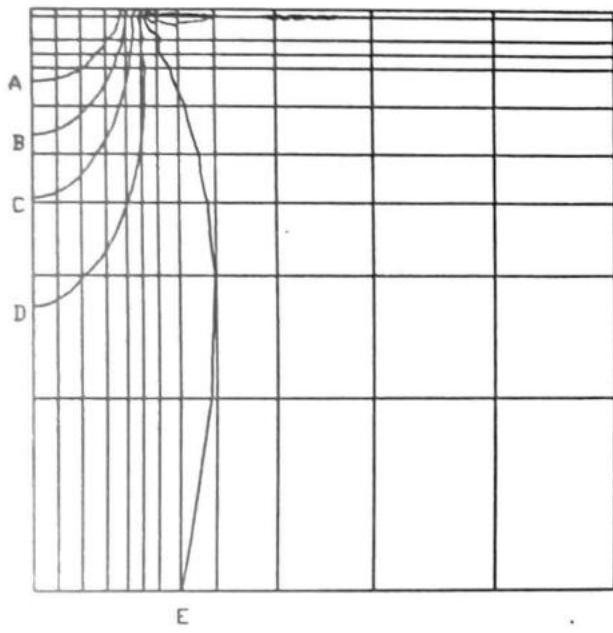
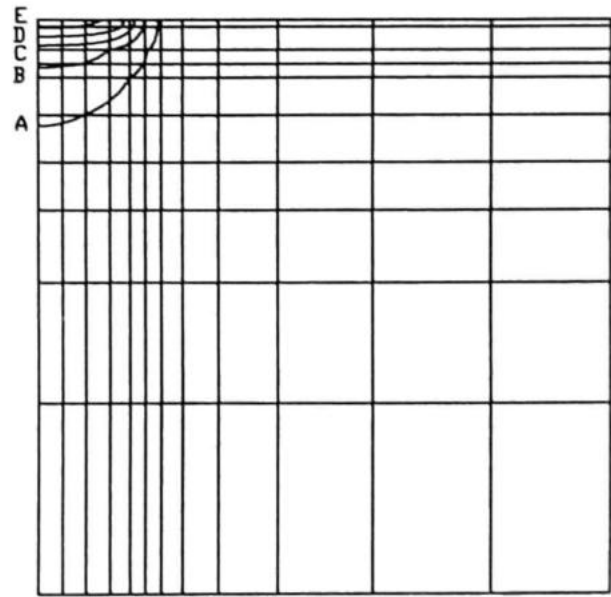


Fig. 61 - CENTRALE DI SERMIDE: RILEVATO DI PRECARICO SERBATOIO N.1



TENSIONI VERTICALI (t/m²)

A = -11.840
 B = -9.188
 C = -6.531
 D = -3.875
 E = -1.219



CEDIMENTI VERTICALI (metri)

A = 4.0583E-02
 B = 8.1166E-02
 C = 0.1217
 D = 0.1623
 E = 0.2029

Fig. 62 - CENTRALE DI SERMIDE: RILEVATO DI PRECARICO SERBATOIO N.1
 DISTRIBUZIONE DI TENSIONI E CEDIMENTI ELASTICI

I risultati dei calcoli tendono a sovrastimare i cedimenti ma si possono ritenere soddisfacenti. Viene messa in evidenza una sostanziale equivalenza dei due metodi utilizzati nelle previsioni dei cedimenti nelle fasi di carico, mentre le differenze sono notevoli nelle fasi di scarico; tale differenza è giustificata dal fatto che nell'analisi ad elementi finiti per semplicità è stato utilizzato un modulo elastico secante valido sia per le fasi di carico che per quelle di scarico, mentre nei calcoli condotti con EDOM è stato utilizzato, nelle fasi di scarico, un modulo elastico pari a 10 volte quello adottato per le fasi di carico.

Si può osservare inoltre come appena al di fuori dell'impronta di carico (vedi figura 62) i cedimenti misurati siano molto limitati; questo dato è molto interessante perché si può ritenere che la mutua influenza di impronte di carico adiacenti sia modesta (cfr. anche paragrafo 10.7).

10.7 Centrale di Sermide: rilevati di precarico serbatoi 1 e 6

Come esposto nel precedente paragrafo, in relazione alle caratteristiche di compressibilità abbastanza elevate dei terreni di fondazione dei serbatoi venne deciso di realizzare dei rilevati di precarico allo scopo di consolidare i terreni prima della costruzione dei serbatoi stessi. I precarichi n. 1 e n. 6 sono stati mantenuti contemporaneamente per un periodo di circa nove mesi e sono stati poi rapidamente asportati.

Nella figura 63 è riportato uno schema dei rilevati, un diagramma con i valori tipici di resistenza alla punta misurati con le prove penetrometriche statiche e due schemi stratigrafici.

I cedimenti dei precarichi del serbatoio n. 1 e del serbatoio n. 6 sono stati analizzati con il programma EDOM per cercare di studiare la mutua influenza di impronte di carico adiacenti.

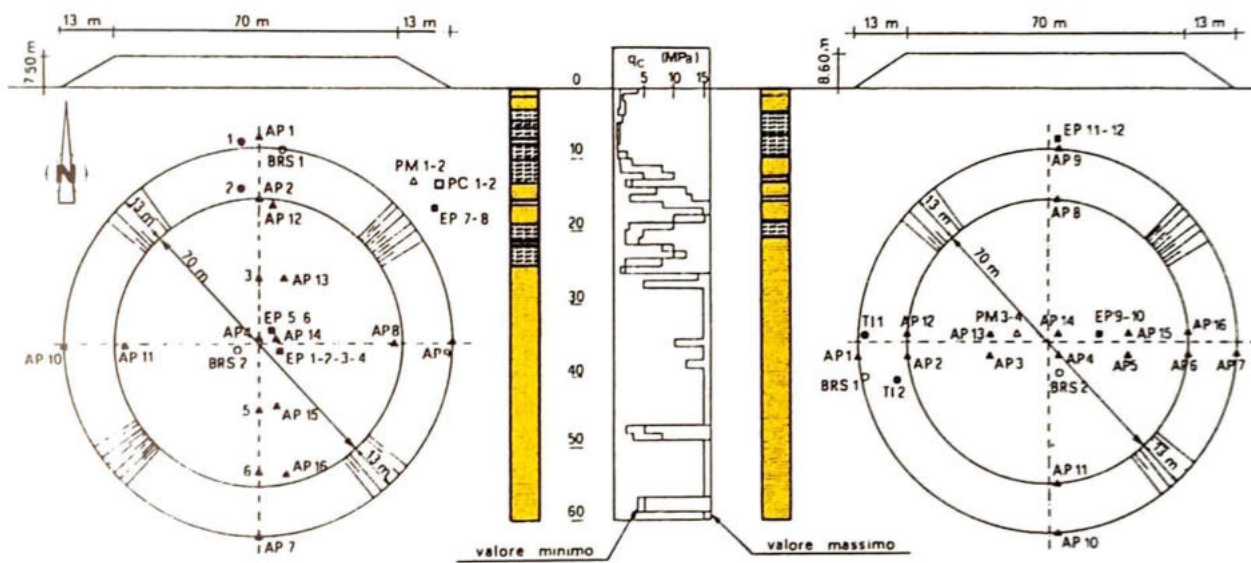
Per quanto riguarda il rilevato n. 1, nella figura 64 sono indicati lo schema di calcolo ed i parametri geotecnici utilizzati e nella figura 65 sono riportate le curve edometriche utilizzate per l'analisi di consolidazione.

Per quanto riguarda il rilevato n. 6, lo schema di calcolo ed i parametri geotecnici sono indicati nella figura 66; le curve edometriche sono riportate nella figura 67.

Nella figura 68 si possono vedere le leggi di carico e gli andamenti temporali dei cedimenti calcolati e di quelli misurati al centro delle impronte di carico e ad una distanza di 35 m dal centro delle impronte.

Come si può osservare i risultati ottenuti sono prossimi ai valori misurati.

Nelle figure 69+72 sono riportati in pianta e in sezione i contours dei cedimenti calcolati dopo 80, 110 e 400 giorni dall'inizio della costruzione del rilevato n. 1. Come già osservato nel paragrafo precedente, appena al di fuori dell'impronta di carico i cedimenti misurati e calcolati sono molto limitati e quindi i due rilevati non si influenzano reciprocamente in misura apprezzabile.



SIMB.	DENOMINAZIONE
▲	aseestmetro a piastra
△	piezometro Malhak
○	aseestmetro B R S
□	piezometro Casagrande
■	piezometro elettropneumatico
●	tubo inclinometrico

Fig. 63 - CENTRALE DI SERMIDE
 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE-STRUTTURALI E TERRENO DI FONDAZIONE
 DEI RILEVATI DI PRECARICO N. 1 E 6

SIRATO N.	SPESSORE (m)	CAMPIONE	γ (t/m ³)	E u (t/m ²)	E tetto (t/m ²)	E base (t/m ²)	ν
1	1.0		1.8		2100.	2200.	0.3
2	1.7		0.9		2200.	2450.	0.3
3	1.6	1	0.9	750.			0.35
4	0.9	3	0.9	750.			0.35
5	1.4	4	0.9	750.			0.35
6	0.3		0.9		2950.	3000.	0.3
7	0.5	4	0.9	750.			
8	0.1		0.9		3100.	3100.	0.3
9	2.1	6	0.9	2200.			
10	3.2	9	1.0	2200.			
11	2.4		1.0		3800.	4100.	0.3
12	0.6	9	1.0	2200.			
13	2.7		1.0		4200.	4550.	0.3
14	2.3	16	1.0	4500.			
15	0.6		1.0		4850.	4900.	0.3
16	2.8	16	1.0	4500.			
17	35.8		1.0		5300.	10000.	0.3

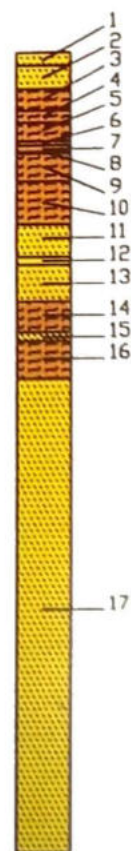


Fig. 64 - CENTRALE DI SERMIDE: RILEVATO DI PRECARICO SERBATOIO N 1
SCHEMA DI CALCOLO E PARAMETRI GEOTECNICI PER EDOM

CAMPIONE 1	
C_v (m ² /gg)	.00691
σ (t/m ²)	e
0.000	0.931
5.125	0.903
10.250	0.883
25.650	0.826
51.300	0.753
102.600	0.671
205.200	0.581
102.600	0.588
25.650	0.622
1.025	0.720

CAMPIONE 3	
C_v (m ² /gg)	.0104
σ (t/m ²)	e
0.000	1.113
5.125	1.074
10.250	1.052
25.650	0.995
51.300	0.915
102.600	0.807
205.200	0.649
102.600	0.701
25.650	0.731
1.025	0.844

CAMPIONE 4	
C_v (m ² /gg)	.00691
σ (t/m ²)	e
0.000	1.093
5.125	1.051
10.250	1.013
25.650	0.928
51.300	0.839
102.600	0.739
205.200	0.622
102.600	0.634
25.650	0.681
1.025	0.777

CAMPIONE 6	
C_v (m ² /gg)	.0043
σ (t/m ²)	e
0.000	2.264
5.125	2.207
10.250	2.161
25.650	2.005
51.300	1.685
102.600	1.325
205.200	1.056
102.600	1.092
25.650	1.244
1.025	1.619

CAMPIONE 9	
C_v (m ² /gg)	.0259
σ (t/m ²)	e
0.000	0.712
5.125	0.681
10.250	0.665
25.650	0.639
51.300	0.612
102.600	0.577
205.200	0.535
102.600	0.539
25.650	0.549
1.025	0.574

CAMPIONE 16	
C_v (m ² /gg)	.0259
σ (t/m ²)	e
0.000	0.819
5.125	0.772
10.250	0.752
25.650	0.717
51.300	0.686
102.600	0.646
205.200	0.604
102.600	0.609
25.650	0.627
1.025	0.679

Fig. 65 - CENTRALE DI SERMIDE: PRECARICO SERBATOIO N.1
CURVE EDOMETRICHE UTILIZZATE

STRATO N.	SPESSORE (m)	CAMPIONE	γ (t/m ³)	E u (t/m ²)	E tetto (t/m ²)	E base (t/m ²)	ν
1	1.0		1.8		2100.	2250.	0.3
2	2.3		0.9		2250.	2550.	0.3
3	3.1	Bp	0.9	750.			0.3
4	3.1	Dp	0.9	750.			0.3
5	2.7		0.9		3350.	3700.	0.3
6	0.8	Hp	0.9	1500.			0.3
7	2.0		0.9		3800.	4100.	0.3
8	0.5	Lp	0.9	2200.			0.3
9	2.8		0.9		4150.	4500.	0.3
10	2.3	Mp	0.9	3000.			0.3
11	39.4		0.9		4800.	10000.	0.3

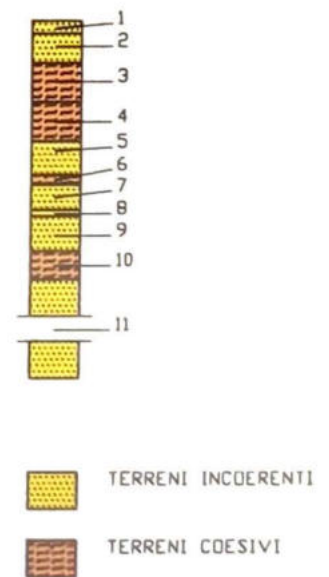


Fig. 66 - CENTRALE DI SERMIDE: RILEVATO DI PRECARICO SERBATOIO N.6
SCHEMA DI CALCOLO E PARAMETRI GEOTECNICI PER EDOM

CAMPIONE As	
Cv ($\frac{e}{m^2}$)	.00432
σ (t/m^2)	e
0.000	1.000
5.200	0.940
10.400	0.900
25.000	0.800
52.000	0.710
104.000	0.610
25.000	0.640
10.400	0.670
5.200	0.690

CAMPIONE Es	
Cv ($\frac{e}{m^2}$)	.0328
σ (t/m^2)	e
0.000	0.740
5.200	0.670
10.400	0.640
25.000	0.610
52.000	0.570
104.000	0.520
25.000	0.530
10.400	0.550
5.200	0.560

CAMPIONE Gs	
Cv ($\frac{e}{m^2}$)	.0432
σ (t/m^2)	e
0.000	0.750
5.200	0.700
10.400	0.690
25.000	0.650
52.000	0.610
104.000	0.570
25.000	0.570
10.400	0.590
5.200	0.600

CAMPIONE Is	
Cv ($\frac{e}{m^2}$)	.0432
σ (t/m^2)	e
0.000	0.700
5.200	0.640
10.400	0.620
25.000	0.590
52.000	0.560
104.000	0.520
25.000	0.530
10.400	0.550
5.200	0.560

Fig. 67 - CENTRALE DI SERMIDE: PRECARICO SERBATOIO N.6
CURVE EDMETRICHE UTILIZZATE

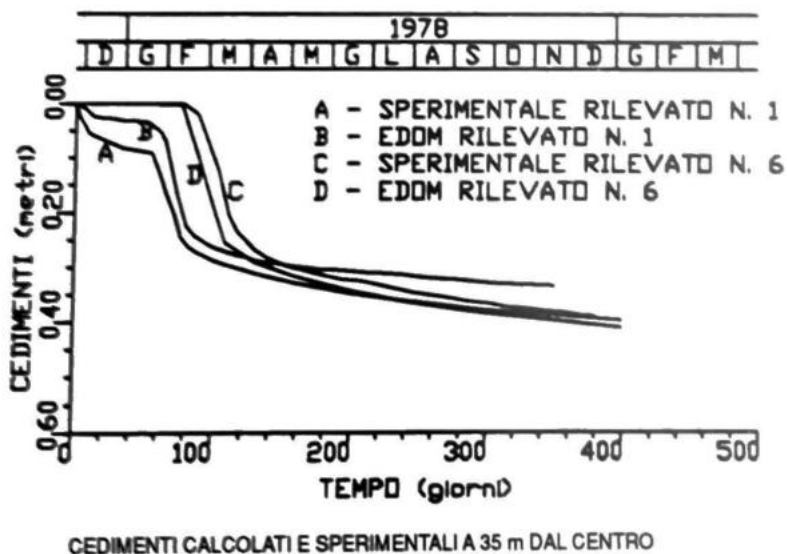
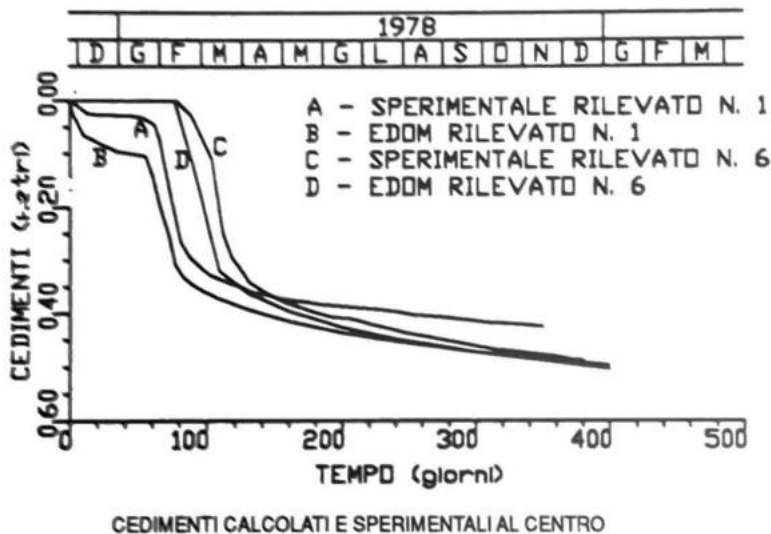
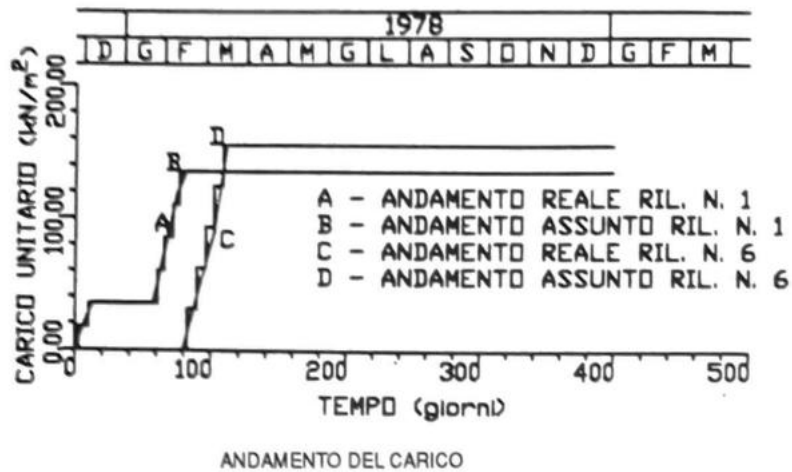
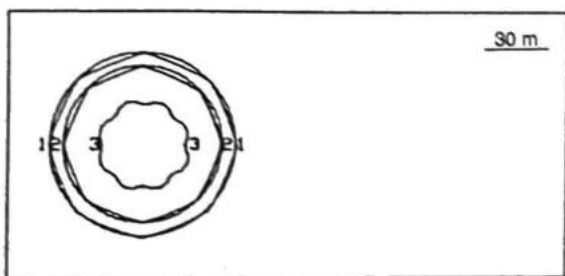
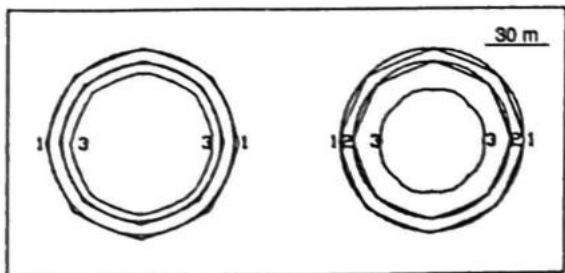


Fig. 68 - CENTRALE DI SERMIDE: RILEVATI DI PRECARICO

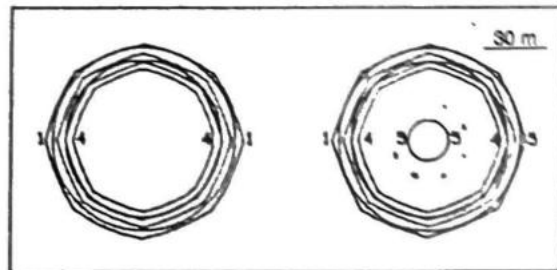


CONTOURS DEI CEDIMENTI A 80 GIORNI

- 1 - 0.100 m
- 2 - 0.200 m
- 3 - 0.300 m
- 4 - 0.400 m
- 5 - 0.500 m



CONTOURS DEI CEDIMENTI A 110 GIORNI



CONTOURS DEI CEDIMENTI A 400 GIORNI

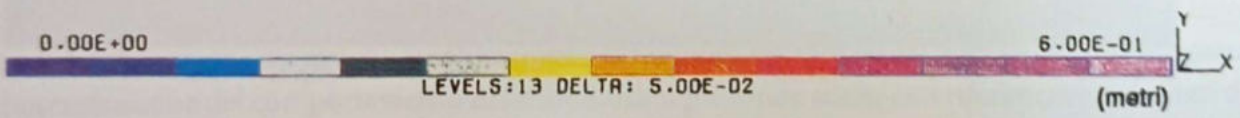
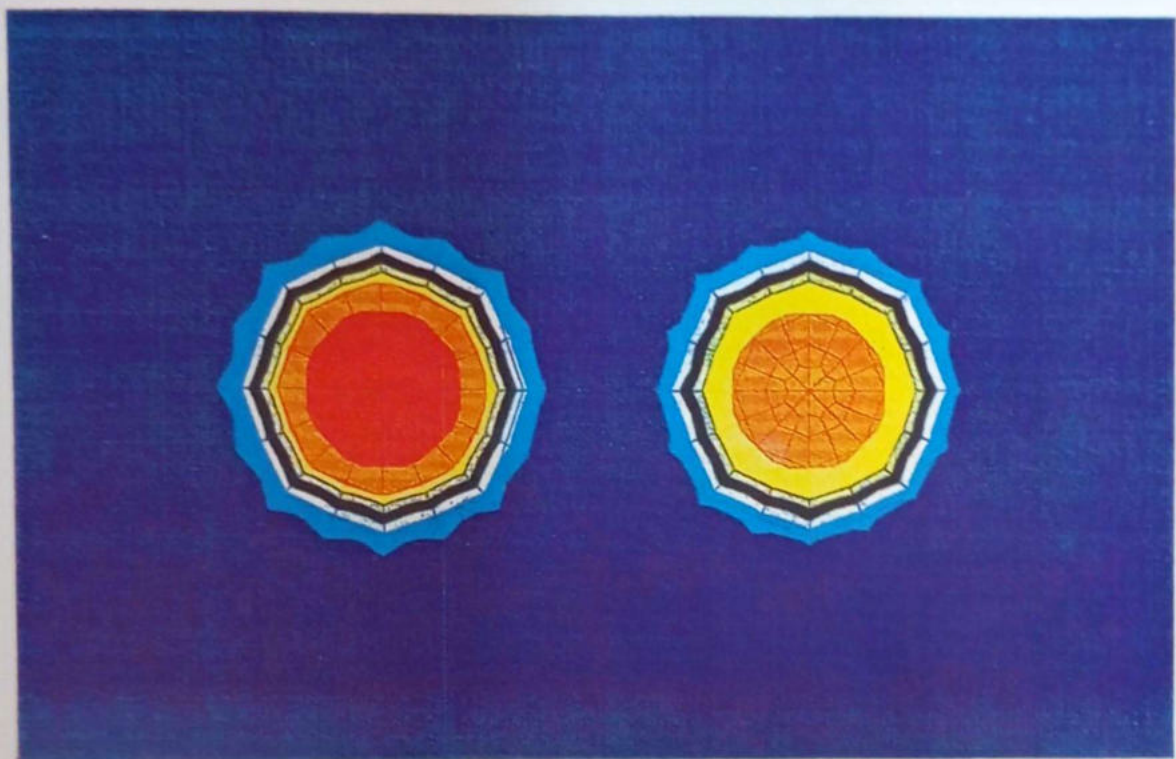
Fig. 69 - CENTRALE DI SERMIDE: RILEVATI DI PRECARICO



t = 80 gg



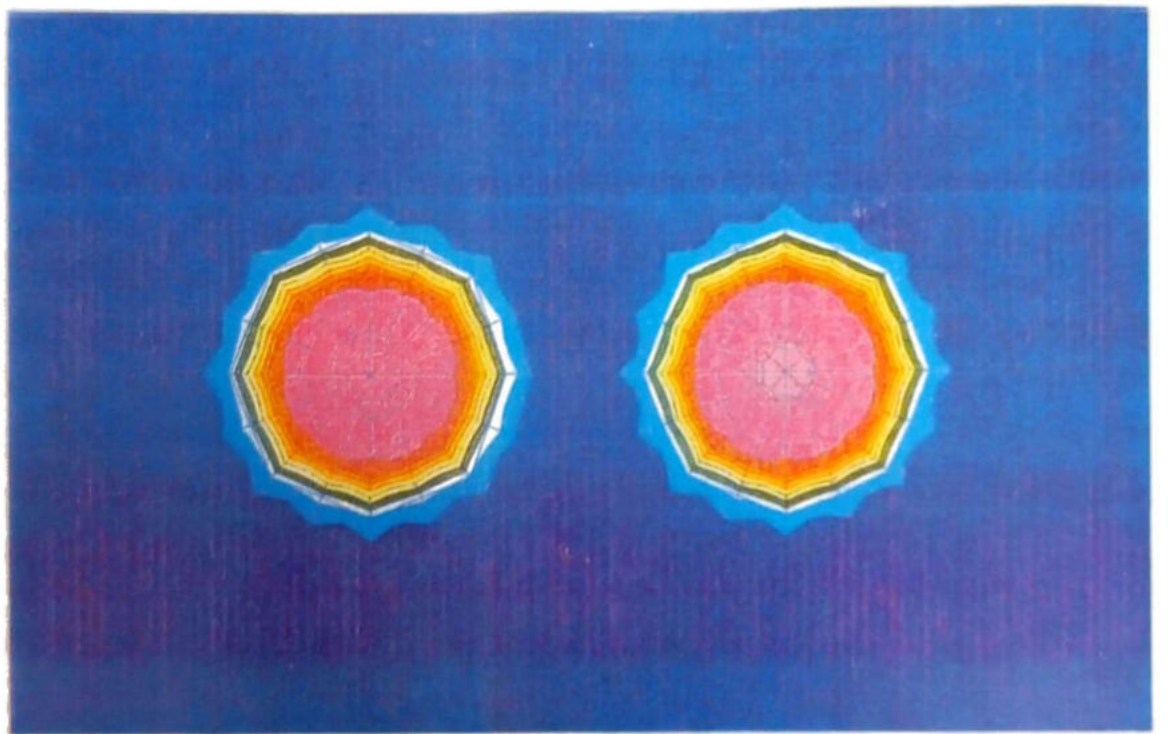
**Fig. 70 - CENTRALE DI SERMIDE
 CEDIMENTI DEL RILEVATO DI PRECARICO N.1**



t = 110 gg



Fig. 71 - CENTRALE DI SERMIDE
CEDIMENTI DEI RILEVATI DI PRECARICO N.1 E 6



t = 400 gg



**Fig. 72 - CENTRALE DI SERMIDE
 CEDIMENTI DEI RILEVATI DI PRECARICO N.1 E 6**

11. CONCLUSIONI

Gli studi sull'argomento trattato sono ancora in corso, ma si possono già esporre alcune considerazioni conclusive su taluni aspetti significativi.

Per quanto riguarda la previsione dei cedimenti si è visto che per le fondazioni flessibili tutti tre i programmi di calcolo utilizzati danno risultati soddisfacenti: il programma EDOM risulta indubbiamente essere più veloce e meno costoso.

Per quanto riguarda le strutture a rigidità finita e particolarmente quelle dotate di fondazioni profonde, il programma FIESTA/EDOM dà risultati soddisfacenti pur utilizzando parametri semplici e con tempi di calcolo relativamente limitati.

Il programma OMEGA è senz'altro il più rigoroso, ma attualmente richiede tempi di calcolo abbastanza lunghi; tali tempi ricadono entro limiti accettabili se si tratta un modello semplice con una legge costitutiva elastica lineare, per la quale però risulta difficile individuare un corretto modulo di deformazione. Attualmente leggi costitutive più elaborate e modelli più complessi richiedono ancora tempi di calcolo molto rilevanti in relazione alle esigenze della progettazione.

Si è anche osservato che una corretta previsione dei cedimenti, e quindi del comportamento della fondazione nel suo complesso, risulta legata ai seguenti fattori principali: l'accurata identificazione dei profili stratigrafici del terreno ottenuta con indagini in situ (sondaggi e prove in posto di vario tipo) eseguite a regola d'arte e spinte sufficientemente in profondità; l'adeguata definizione dei parametri geotecnici sulla base di prove in posto eseguite correttamente e di prove di laboratorio eseguite correttamente su campioni rappresentativi ed indisturbati; la sequenza realizzativa dei vari edifici e le leggi temporali di applicazione dei carichi; la valutazione della rigidità delle strutture; la modellazione adeguata e la rappresentazione del comportamento delle fondazioni profonde anche con riferimento a risultati di prove di carico.

L'importanza e l'influenza di tali fattori è stata sottolineata ed approfondita nel corso dello svolgimento dell'intero studio.

12. BIBLIOGRAFIA

1. Babuska I., Szabo B.A., Katz I.N., *The p-version of finite element method*; SIAM J. Num. Anal. 18; (1981).
2. Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., *Design parameters for sand from CPT*; Esopt II, Amsterdam; (1982).
3. Barden L., Younan N.A., *Consolidation of layered clays*; Canadian Geot. J. n. 6, pp. 413-428; (1969).
4. Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Pedroni S., *Le prove penetrometriche statiche nei terreni non coesivi*; XI Ciclo di Conferenze, Politecnico di torino. (1983).
5. Biot M.A., *General theory of three dimensional consolidation*; J. Appl. Phys. (1941).
6. Bjerrum L., *Discussion of compressibility of soils*; Proc. E.C.S.M.F.E., Vol. 2, pp. 16-17. (1963).
7. Burland J.B., Wroth C.P., *Review Paper: Settlement of buildings and associated damage*; Proc. Conf. on Settlement of Structures, pp. 611-654. (1974).
8. Colleselli F., Mazzucato A., Previatello P., Soranzo M., *Ammissibilità dei cedimenti di sovrastrutture e di fondazioni in costruzioni industriali e civili*; Atti delle giornate A.I.C.A.P. (1985).
9. Colleselli F., Martinetti S., La Barbera G., Varagnolo P., *Analisi dei cedimenti di quattro ciminiere*. Convegno ricercatori C.N.R., Monselice; (1988).
10. Colombo P., Colleselli F., Mazzucato A., Soranzo M., *Geotechnical parameters for embankment sand pile foundation design*; VII E.C.S.M.F.E. Brighton. (1979).
11. Colombo P., *Comportamento delle strutture di grande altezza*. Rapporto interno ISMES n. 8. (1987).
12. Colombo P., ITALGEO, *Analisi ad elementi finiti dei cedimenti di fondazioni perfettamente rigide e flessibili - seconda parte*; Rapporto interno ITALGEO-ISMES. (1989).
13. D'Appolonia D.J., D'Appolonia E., Brissette R.F., *Discussion on settlement of spread footings on sand*; ASCE J. SMFD 96: SM 2. (1970).
14. Desai C.S., Johnson L.D., *Evaluation of two finite elements formulations for one dimensional consolidation*. Computer and structure, Vol. 2, pp. 469-486. (1972).
15. Duncan J.M., Buchignani A.L., *An engineering manual for settlement studies*. Dept. of C.E., Univ. of California, Berkley. (1976).
16. Fusco A., *Continuum mechanics and finite element numerical solutions in geotechnique*. Ph.D. Thesis - University of Ottawa Ontario. (1985).
17. Kaniraj S.R., Ranganatham B.V., *Settlement of buried loaded areas*. Soils and Foundations, Vol. 14, No. 2, pp. 95-103. (1974).
18. Kèrisel J., *The history of geotechnical engineering up until 1700*; Proc. 11th I.C.S.M.F.E., San Francisco, pp. 3-93. (1985).
19. Lancellotta R., *Le prove penetrometriche statiche nei terreni coesivi*. XI Ciclo di Conferenze, Politecnico di torino. (1983).
20. Lewis R.V., Schrefler B.A., *The finite element method in the deformation and consolidation of porous media*; John Wiley and Sons, Chichester. (1987).
21. Lewis R.V., Tran D.V., *Application of soil-structure interaction to off.shore foundation with specific reference to consolidation analysis*. Int. J. for Num. Meth. in Engineering. Vol. 27. (1989).
22. Meyerhof G.G., *The settlement analysis of building frames*. Structural Engineer, Vol. 25, pp. 309. (1947).
23. Mindlin R.D., *Force at a point at the interior of a semi infinite solid*. Physics, No. 7. (1936).
24. Pasqualini E., *Standard penetration test*. XI Ciclo di Conferenze, Politecnico di torino. (1983).

25. Peano A., *Hierarchies of conforming finite elements for plane elasticity and plate bending*. Comp. Math. with Appls. 2.1. (1976).
26. Polshin D.E., Tokar R.A., *Maximum allowable non uniform settlement of structures*. Proc. 4th I.C.S.M.F.E., Vol 1, pp. 402. (1957).
27. Poulos H.G., Davis E.H., *Pile foundations analysis and design*. John Wiley and Sons, New York. (1980).
28. Pressley J.S., Poulos H.G., *Finite element analysis of mechanism of pile group behaviour*. Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech., Vol. 8, pp. 243-257. (1986).
29. Reed M.B., *An investigation of numerical errors in the analysis of consolidation by finite elements*. Int. J. Num. Anal. Methods Geomech., Vol. 8. (1984).
30. Robertson P.K., Campanella R.G., *Interpretation of cone penetration tests*. Canadian Geotechnical Journal. (1983).
31. Sanglerat G., *The penetrometer and soil exploration*, 2nd ed. Elsevier Publishing Co., Amsterdam. (1979).
32. Schiffman R.L., Arya S.K., *One-dimensional consolidation*. Num. meth. in Geot. Engineering. C.S. Desai and J.T. Christian. (1977).
33. Skempton A.W., Mac Donald D.H., *The allowable settlement of buildings*. Proc. I.C.E., Part. 3, pp.727-784. (1956).
34. Skempton W.W., Bjerrum L., *A contribution to the settlement analysis of foundation on clay*. Geotechnique, Vol. 7, pp. 168-178. (1957).
35. Skopek J., *The influence of foundation depth on stress distribution*. Proc. 5th I.C.S.M.F.E., Paris, Vol. 1, pp. 815-818. (1961).
36. Terzaghi K., *Sampling, testing and averaging*. Proc. Purdue Conf. on Soil Mech. and its applications, p. 151. (1940).
37. Terzaghi K., Peck R.B., *Soil mechanics in engineering practice*. J. Wiley, p. 491. (1967).
38. Tomlinson M.J., *Pile design and construction practice*. A View point publication. (1977).
39. Webb D.L., Mival K.N., Allison A.J., *A comparison of the methods of determining settlements in estuarine sands from Dutch cone penetration tests*. Esopt II. (1982).
40. Whitaker T., *The design of piled foundations*. Pergamon Press, II edition. (1976).
41. Zienkiewicz O.C., *The finite element method*. Mc Graw Hill, U.K., III edition. (1977).