Università Degli Studi Di Napoli Federico II
Corso di Laurea in Ingegneria edile & Architettura
- Architettura Tecnica 2 : prof. Renato Iovino –

Elemento di Fabbrica: FONDAZIONE

a cura di Angelo Spizuoco

www.spizuoco.it

Dispense per uso interno destinate agli allievi del corso di Architettura Tecnica 2 – Università Degli Studi Di Napoli Federico II – Laurea in Ingegneria edile & Architettura: Prof. Renato Iovino

Prima bozza (dedicata a Renato Iovino mio maestro e fratello maggiore)

Ne è vietata la riproduzione, per scopi commerciali o per uso esterno al corso, se non dietro autorizzazione dell'ing. Angelo Spizuoco.

* * * * * * *

prima parte: casi reali di insuccesso;
seconda parte: Fondazioni – Elementi di tecnica dei sondaggi;
terza parte: scavi e tipologia di fondazioni;
quarta parte: predimensionamento delle fondazioni;

Appendici di approfondimento

Appendice 1: calcolo delle fondazioni con il metodo delle tensioni ammissibili;
Appendice 2: muri di sostegno;
Appendice 3: elementi di geotecnica;

Sommario

FONDAZIONI 6
PREMESSA 6
INTRODUZIONE 14
Cause e casi di insuccesso 16
Caso reale: disastro per evento franoso causato da attività antropiche 19
Caso reale: evento catastrofico in un versante poco urbanizzato 28
Subsidenze 35
Caso reale: crollo per effetto di cavità antropica nel sottosuolo 40
Caso reale: crollo per perdite fognarie 47
Caso reale: crollo “Cassa Scala” in cavità sotterranea 51
Storici esempi di insuccesso 54
SCHEMATIZZAZIONE DI PATOLOGIE 58
Caso reale: Dissesto fabbricato condominiale 59
Caso reale dello schema 4 71
Caso reale dello schema 5 73
Caso reale dello schela 8: cedimento di Palificata per erosione bancata tufacea 74
Caso reale: dissesto su un pendio urbanizzato 80
Caso reale: dissesto per cedimento muro di sostegno 83
Ruolo della Statica e della Meccanica del continuo 87
LE FONDAZIONI 90
Parametri geotecnici 91
Coefficiente di attrito 92
Angolo di attrito 95
Coesione 96
ELEMENTI DI TECNICA DEI SONDAGGI 97
INDAGINI IN SITO 97
GENERALITA’ 97

ATTREZZATURA DI PERFORAZIONE 103
CURVE GRANULOMETRICHE 108
INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE 108
PROVE PENETROMETRICHE STATICHE C.P.T. 113
ESEMPIO DI INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE C.P.T. 124
TIPOLOGIE DI FONDAZIONI 143
Scavi per fondazioni 144
Caso reale: crollo per “scalzamento” delle fondazioni 151
Caso reale: crollo per scalzamento fondazioni e per esecuzione di pali di fondazione 157
Scavo di sbancamento generale 161
Scavo in bancata tufacea 163
Tracciamento fondazioni 165
Scavi in pendio 166
Principali movimenti franosi in roccia 167
Caso reale: costruzione di fabbricato su pendio 169
Fondazioni a plinti diretti con travi “portamuro” 180
Fondazione con plinti isolati 186
Graticcio di Fondazione a travi rovesce – 1984 – 188
Fondazioni a platea 192
Dimensionamento giunto tra fabbricati 198
FONDAZIONI INDIRETTE 201
Prove di carico su pali 206
Armatura pali 210
Fasi di lavorazione dei pali 211
Alcune tipologie di pali 212
FONDAZIONI SU PALI per nuovo complesso di edifici ... 214
Esecutivi plinti su pali ed esecuzione in cantiere 216
FONDAZIONI DIRETTE 222
Calcolo Del Carico Limite 222
Cedimenti Fondali 229
CENNI SULLE TENSIONI E DEFORMAZIONI NEL SOTTOSUOLO 232
Cenni sugli effetti dei cedimenti sulle costruzioni 234
Cedimenti Ammissibili 246

PROCEDURA DI SCELTA E DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI 250
Predimensionamento Delle Fondazioni* 251
calcolo e diagramma delle pressioni sul terreno 253
Generalità 253
Calcolo Delle Pressioni Sul Terreno E Relativo Diagramma Delle Pressioni Per Un Plinto Di Fondazione. 254
Calcolo Delle Pressioni Sul Terreno E Relativo Diagramma Per Una Trave Rovescia. 258
Considerazioni (in)utili 260
ESERCIZI SUL CALCOLO DELLE PRESSIONI SUL TERRENO 263
ESERCIZIO N.1 263
ESERCIZIO N.2 264
ESERCIZIO N.3 265
ESERCIZIO N.4 266
CALCOLO DELLE FONDAZIONI* 270
INTRODUZIONE (in)utile 271
METODO DI VERIFICA 273
Calcolo Dei Plinti 275
1) PLINTO INERTE 275
2) PLINTO ELASTICO 276
ESERCIZIO 283
Travi Di Fondazione 286
Platee 293
CALCOLO DI TRAVE ROVESCIA 296
COEFFICIENTI α (r) e β (t) 306
Bibliografia 315

FONDAZIONI

PREMESSA

L'atto progettuale è unitario ed organico in quanto deve considerare tutte le componenti che concorrono alla formulazione delle scelte conseguenti.

Il progettista, quindi, non può scindere la fondazione dal resto dell'edificio e ciò comporta che egli debba necessariamente conoscere le problematiche fondali, recepire il contenuto della relazione geologica e della relazione geotecnica anche quando per lo studio di casi particolari si sia avvalso della collaborazione di altri professionisti qualificati in questi specifici settori.

La fondazione non deve essere considerata come un elemento a sé stante separato dal resto dell'edificio, ma va "vista" come un elemento di fabbrica che incide notevolmente sulle scelte progettuali in considerazione del condizionamento funzionale e dell'incidenza economica che ne deriva per la rilevanza che essa da sempre assume nel processo edilizio.

In perfetta armonia, perciò, con il testo "La struttura in c.a. per l'architettura di Flavia Fascia e Renato Iovino, in questa sede si affronta un fondamentale "elemento di fabbrica" per completezza di trattazione.

Fin dall'antichità gli edifici avevano la necessità di trasmettere al terreno il peso del manufatto e, per far ciò, ci si è sempre servito di una struttura di fabbrica definita "Fondazione".

In questa sede non si intende nel modo più assoluto fare un corso di "Fondazione" per il quale in questa facoltà sono molteplici gli insegnamenti dedicati a ciò.

In questa fase, ci si preoccupa soltanto di dare alcune informazioni per consentire un approccio unitario al tema "progettazione" nell'ambito della "Architettura Tecnica".

Questo perché la progettazione ottimale di un edificio è un atto unitario e organico che non può prescindere da una visione globale della problematica da trattare. Solo se si è in grado di cogliere gli aspetti interdisciplinari degli insegnamenti che vengono singolarmente impartiti nei vari corsi di laurea, ciò è possibile.

La progettazione nell'ambito della materia "Architettura Tecnica" è da intendersi non settorizzata in particolari "argomenti" ma, al contrario, deve intendersi come la capacità progettuale di individuare e risolvere le varie difficoltà che man mano si presentano nel corso della progettazione e la capacità di rendersi conto di quando è il momento di rivolgersi a specialisti del settore e ciò sempre sotto la responsabilità del tecnico a cui è stata affidata la progettazione.

D'altronde, da sempre, è la stessa Normativa che sancisce la centralità dell'atto progettuale dalla quale scaturiscono responsabilità non delegabili.

Del resto anche le nuove norme tecniche NT2008 ribadiscono tale concetto tanto è vero che al punto 6.2.2. comma 5° è riportato testualmente "E' responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.".

In definitiva, il progettista, qualora non fosse uno specialista in materia geotecnica, in ogni caso dovrebbe saper cogliere i vari aspetti e saper recepire le problematiche che i vari specialisti del settore potrebbero evidenziare.

Quando al progetto architettonico deve seguire la fase di progettazione strutturale, spesso ci si ritrova in forte discordanza con quanto consentito dalle caratteristiche del suolo che deve ospitare il manufatto.

Ciò comporta nella maggior parte dei casi e nella migliore delle ipotesi la revisione del quadro economico previsto per la realizzazione del manufatto.

Es. fig. 1

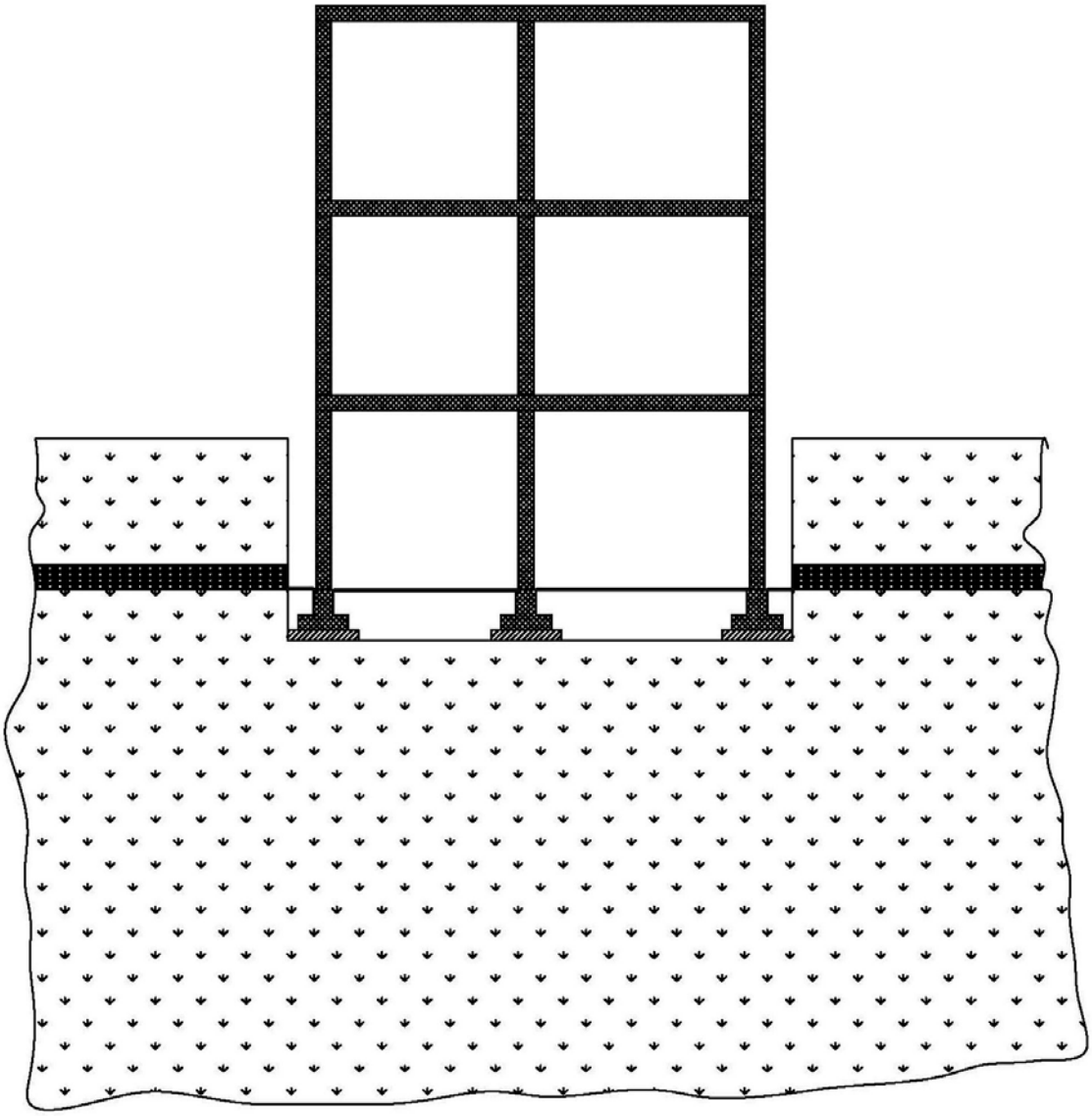


Fig.1

Caso in cui lo strato portante è disposto ad una quota diversa dal piano di posa previsto nell'architettonico.

In questo caso, per realizzare lo scantinato come da progetto, occorre rompere il "Tasso" ed attestare le fondazioni ad una profondità maggiore, facendo venire meno l'apporto significativo del "Tasso" che funge da "platea naturale".Nella fattispecie, se le caratteristiche geomeccaniche al di sotto del "tasso", sono molto più scadenti (condizione questa che si verifica di frequente nei

terreni stratificati ed in particolare nei terreni piroclastici della provincia di Napoli), si dovrà cambiare il tipo di fondazione previsto e forse adottare fondazioni di tipo profondo (ad. Es. pali) v. fig.2.

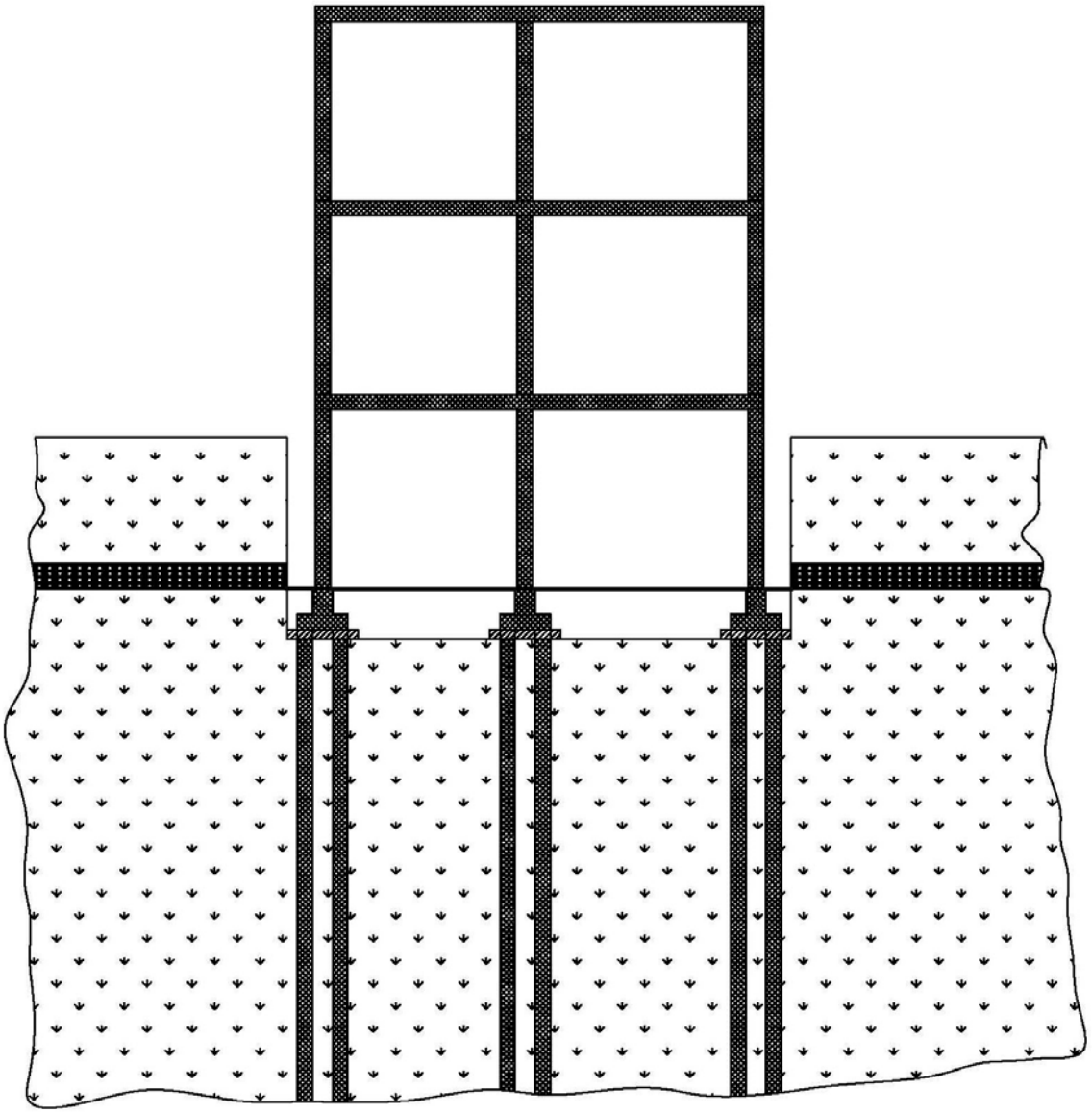


Fig.2

Nel caso di fig. 2 ci si rende subito conto che al costo della fondazione originariamente prevista si dovrà aggiungere il costo della palificata che sicuramente inciderà notevolmente sul quadro economico inizialmente preventivato.

In seguito si vedranno ulteriori esempi reali che hanno determinato addirittura il crollo dell'opera costruita.

Occorre porre la massima attenzione alle circostanze ambientali riscontrabili nella zona di specifico interesse ove dovrà insediarsi l'edificio e ciò è fondamentale per la buona riuscita dell'obiettivo da conseguire, ossia progettare lo spazio architettonico contestualmente alla struttura. Ove per struttura è da intendersi il sistema comprensivo di fondazioni, setti murari, archi, volte, solai, coperture, scale e/o intelaiature in c.a. costituenti le "strutture di fabbrica" che da sempre sono oggetto della "Architettura Tecnica".

Non a caso il prof. ing. Camillo Guerra nel testo di Architettura Tecnica che, a diritto, è da ritenersi il "capostipite" della disciplina nella facoltà di ingegneria di Napoli, nel fornire le norme fondamentali del costruire dedicava ampio spazio alle fondazioni degli edifici, dalle caratteristiche geotecniche dei terreni ai diversi sistemi di fondazione.

Ciò è quello che si tenterà di fare in questa parte del corso di Architettura Tecnica, al solo scopo di fornire ai discenti quelle informazioni fondamentali per consentire ad essi di cimentarsi nell'attività progettuale con una visione completa dell'edificante opera.

Naturalmente questo avverrà dando per scontato alcune "cose" visto che, per la trattazione di una branca così complessa dell'attività progettuale, vi sono insegnamenti specifici dedicati a tale scopo.

Giacché la nostra attività progettuale è finalizzata alla progettazione dello spazio architettonico che non prescinde dalla struttura in elevazione, si ritiene che il metodo più adatto per un predimensionamento della fondazione è il metodo alle tensioni ammissibili.

Ciò per diversi ben validi motivi:

- Perché questo è l'unico metodo che consente un predimensionamento "manuale", "spicciolo" e sbrigativo tenendo sotto controllo la struttura.
- È l'unico metodo che ci consente di verificare "manualmente" se si sono commessi errori macroscopici in un'elaborazione automatica prodotta da un elaboratore elettronico. A tal proposito va detto senza mezzi termini che in materia di fondazione (ma anche per l'elevazione) sono gli errori grossolani che compromettono l'opera. Per tale motivo si è del parere che nella fase di predimensionamento è perfettamente inutile "affinare" l'analisi dei carichi spasmodicamente, a meno che non si voglia confondere l'attività dell'ingegnere con quella del farmacista. Con l'applicazione della nuova normativa NT2008 che prevede l'impiego di numerosi coefficienti riduttivi e/o amplificativi dei carichi, ecc. si corre il rischio di perdere di vista il vero problema ed il comportamento fisico della realtà. A ciò va aggiunto che, da quando il territorio italiano è stato classificato sismico, spesso si dimentica che per una costruzione il sisma è un evento eccezionale e in particolar modo per le fondazioni la normalità è costituita dal peso proprio e da una certa aliquota di carichi accidentali che in pratica sono al massimo il 30% di quelli previsti dalla Normativa.
- È un metodo facilmente applicabile per cui è utilizzabile in fase di predimensionamento delle strutture in elevazione e di fondazione al fine di introdurre nella fase di elaborazione una struttura "realizzabile".
- È un metodo "immediato" e, se ben applicato, comporta di evitare, specialmente in particolari situazioni di "patologia fondazionale" che, "mentre il medico pensa, il malato muore".

Si è del parere, infine, che il vero atto progettuale consiste proprio nella fase di posizionamento e dimensionamento dei vari elementi di fabbrica, pilastri, travi, solai e fondazioni. Questo perché la fase successiva consiste soltanto in una operazione di inserimento dati al "computer" che verranno elaborati nel giro di pochissimi minuti, premendo il "run" soltanto con "un dito". A ciò il computer farà seguire in "cascata" una "marea" di dati in uscita con il disegno delle carpenterie e delle armature. In definitiva il calcolo si riconduce ad una semplice modellazione tridimensionale dell'edificio che sarà affidabile soltanto se scaturisce da un idoneo predimensionamento.

Anzi va aggiunto che con i softwares di ultima generazione a tecnologia "BIM (Building Information Modeling)" si tende a "mortificare" ancor più il ruolo dell'ingegnere strutturista giacché, dopo aver inserito la stratigrafia del sottosuolo che deve "ospitare" il fabbricato, man mano che si procede alla progettazione architettonica dell'edificio, il software in tempo reale e in modo contestuale alla progettazione architettonica, provvede a "calcolare" la struttura. Ciò comporta che, appena terminato l'architettonico, è "pronto" anche l'esecutivo del progetto strutturale e tutta la documentazione relativa a contabilità, computi metrici e all'efficienza energetica.

Il "bello" o il "brutto" di tutto ciò dipende dai punti di vista.

Giacché il computer in ogni caso fornisce una risposta, se non si è in grado di controllare cosa ha "fatto" il computer nel calcolo della struttura, l'utilizzo di programmi automatici in questo caso è come mettere una pistola in mano ad un bambino.

Rimane, perciò, ancor più importante che del passato, il ruolo del progettista che resta essenziale e insostituibile nella fase

di concezione strutturale dell'edificio ossia nel predimensionamento della struttura, nella definizione della sua geometria e nel posizionamento degli elementi sismoresistenti.

È fondamentale, perciò, effettuare a monte una corretta impostazione strutturale dell'edificio aiutandosi con un predimensionamento di semplice applicazione che consenta di individuare ancor prima del calcolo automatico il comportamento della struttura.

La stessa Normativa, al fine di evitare errori grossolani, impone al progettista un controllo di affidabilità del calcolo automatico svolto.

Come è possibile effettuare un controllo per verificare che non sia stato fatto un errore "grossolano" e/o per verificare l'affidabilità del software utilizzato?

Due sono le cose:

- Rifare il calcolo con un software di un'altra casa produttrice (cogliendo il rischio di non individuare errori grossolani già precedentemente commessi);
- Effettuare dei controlli "manuali" per "saggiare" la bontà del calcolo eseguito.

In questa seconda ipotesi, a mio parere, è sempre il vecchio metodo delle tensioni ammissibili che viene in soccorso al progettista forte di circa 200 anni di esperienza applicativa.

In questa fase introduttiva corre l'obbligo di effettuare un'ultima ed ulteriore precisazione giacché ad aspetti squisitamente teorici andremo ad affiancare e/o a considerare in modo inscindibile anche gli aspetti applicativi.

L'Architettura Tecnica è la disciplina caratterizzante gli ingegneri edili e gli architetti "operativi".

In realtà l'Architettura Tecnica dovrebbe essere intesa sotto certi aspetti più come arte applicativa che come scienza teorica.

Essa in effetti dovrebbe costituire anche il “ponte” tra lo studio progettuale avvenuto a tavolino e l’applicazione pratica in cantiere fino ad arrivare, ove fosse necessario, all’intervento manuale dell’architetto per poter tradurre l’idea progettuale in realtà.
All’indispensabile corso teorico, sarebbe bene far seguire, perciò, al futuro architetto e/o ingegnere edile un “praticantato” di arte muratoria da svolgersi in un cantiere edile seguendo tutte le varie fasi costruttive, dallo spiccato delle fondazioni alla ultimazione della costruzione.
In questa fase del corso, perciò, si cercherà di privilegiare anche l’aspetto applicativo oltre a quello “teorico” riportando illustrazioni di casi pratici concreti frutto di una attività professionale ultratrentennale svolta sul territorio e traendo materiale dall’archivio del Centro Studi progettazioni strutture & geologia geotecnica di San Vitaliano (NA).

INTRODUZIONE

Allo stato attuale, fatta eccezione che per pochi, tra progettisti e geologi, non esistono efficaci termini di contatto, anche se di fatto il geologo e l'ingegnere (o progettista), sono tenuti ad avere rapporti professionali, (almeno sulla carta).
Il più delle volte, il termine di contatto tra le due figure professionali è rappresentato dalla relazione geologica e/o geotecnica, la quale molto spesso non viene valutata in tutta la sua importanza o perché il progettista non è in grado di recepire il tipo di relazione redatta oppure perché è stato il medesimo progettista a suggerire e/o pretendere dal geologo determinati contenuti della relazione. Ma nella maggior parte dei casi, (ad esclusione degli ingegneri civili o minerari), tra geologi e progettisti, non c'è dialogo e questo va ricercato nel fatto che, i geologi sono abituati a parlare in termini naturalistici, (paleomagnetismo, paleosuolo, bancata

ignibritica, terreni piroclastici ecc.) mentre gli ingegneri sono abituati a parlare in termini più tecnici (tensioni, deformazioni, sicurezza).

Sorge, quindi, la necessità di avvicinare le diverse figure professionali.

Nell'ambito della facoltà di geologia un contributo per tale fine, può avvenire, tramite uno sviluppo della geologia, maggiormente finalizzata al settore applicativo, ovvero tramite una evoluzione del ruolo della geologia applicata all'ingegneria in difesa del territorio.

Nell'ambito dei progettisti occorre una maggiore sensibilizzazione ai problemi fondali cercando di non relegare la geotecnica al ruolo di "cenerentola" perché i disastri che possono scaturire da una progettazione non molto attenta alle problematiche geologiche e/o geotecniche sono sempre dietro "l'angolo".

Un primo scopo che ci si prefigge con questo corso è quello di fare in modo che ci sia una prima presa di contatto, tentando di sensibilizzare maggiormente i futuri progettisti al sistema "geologia/geotecnica".

Ciò al fine della ormai inevitabile esigenza di migliorare il coordinamento tra i vari operatori che intervengono in fase progettuale ed esecutiva.

E' chiaro che questa esigenza è dettata da una serie di catastrofi o di insuccessi verificatisi sul nostro territorio. Gli esempi non mancano, sia in termini geologici veri e propri che in termini geotecnici.

Tenuto conto che, a prescindere dalla visione naturalistica del problema, i fattori determinanti per la difesa del suolo sono quasi sempre comuni, in questa sede ci accingiamo ad effettuare una rassegna di casi pratici concreti trattati durante l'attività professionale.

Cause e casi di insuccesso

Le cause d'insuccesso più comuni possono essere riassunte nel seguente elenco:

1. Limitata conoscenza del territorio (formazionale, morfologico, ecc.;
2. Mancanza o insufficienti esigue indagini nel sottosuolo;
3. Non conoscenza della storia del suolo sia dal punto di vista geologica che dei carichi;
4. Mancata distinzione tra carichi permanenti e sovraccarichi rari;
5. Non uniformità delle pressioni di contatto;
6. Cedimenti dovuti a variazione di falda;
7. Dissesti per instabilità di pendii;
8. Cedimenti dovuti a fenomeni di subsidenza;
9. Cedimenti causati da attività antropiche;
10. Non uniformità negli spessori degli strati compressibili;
11. Scorrimento del terreno sotto le fondazioni;
12. Cedimenti causati da scavi.

I casi scelti possiamo ritenerli sotto certi aspetti, i più rappresentativi ed ognuno di essi ha fatto registrare l'insuccesso per ragioni ben precise.

Così ad esempio quello di seguito riportato è capitato per

- Limitata conoscenza geologica – geotecnica del territorio (formazionale, morfologico, geotecnico ecc.) unitamente a degli scavi sconsiderati eseguiti a tergo di diversi fabbricati in zona pedemontana del versante hanno innescato il movimento franoso i cui effetti sono ben visibili nel fotogramma seguente ;

Fig.3

Fig.4

Fig.5

In fig.4 sono riportati fabbricati interessati dal dissesto per effetto degli scavi eseguiti per la costruzione di fabbricati e/o per la sistemazione del terreno circostante.
In fig.5 è riportato un tipico scavo eseguito in zona a tergo di fabbricato non interessato dalla frana. Si nota che lo scavo eseguito è di circa 5.00 metri dal piano delle fondazioni e in questo caso, a differenza della zona franata, soltanto per la buona consistenza del terreno il fabbricato non è stato interessato dallo smottamento.

Nel seguito si riporta una **veloce rassegna di** ulteriori **avvenimenti reali** la cui documentazione è stata tratta dall'archivio del Centro Studi progettazioni strutture & geologia geotecnica di San Vitaliano (NA).

Caso reale: disastro per evento franoso causato da attività antropiche

- Appresso è riportato un altro esempio di **disastro derivante dalla superficialità e dalla scarsa professionalità degli operatori del settore, geologi, progettisti, ecc., nonché per incuria della Pubblica Amministrazione**.

  Nel caso specifico, fu costruito un fabbricato al piede di un versante che in passato già era stato oggetto di instabilità. La presenza di aree instabili erano rilevabili, ancor prima dell'edificazione del fabbricato, dalle foto aeree (fig.10 e 11) e addirittura da una semplice visione della carta a curve di livello (fig.12).

  La zona doveva essere interdetta a qualsiasi attività di edificazione; invece ciò non avvenne avendo il Comune consentito l'insediamento.

Va aggiunto che direttamente a tergo del fabbricato, nella zona a monte era stata esplicata una attività antropica consistente in una estrazione di inerti, così come è visibile dalla osservazione del fotogramma aereo scattato prima della frana (vedi fig.10).

Prima dell'evento luttuoso, inoltre, in località "Castello" a monte della zona franata, ci fu una tracimazione da un serbatoio idrico che comportava un immissione d'acqua sul versante sottostante da almeno 15gg. Ciò a parere dell'ing. Angelo Spizuoco, CTU della Procura della Repubblica, fu la causa innescante il fenomeno in un contesto predisponente e potenzialmente pericolosissimo.

Fig. 6 – Fabbricato prima della catastrofe

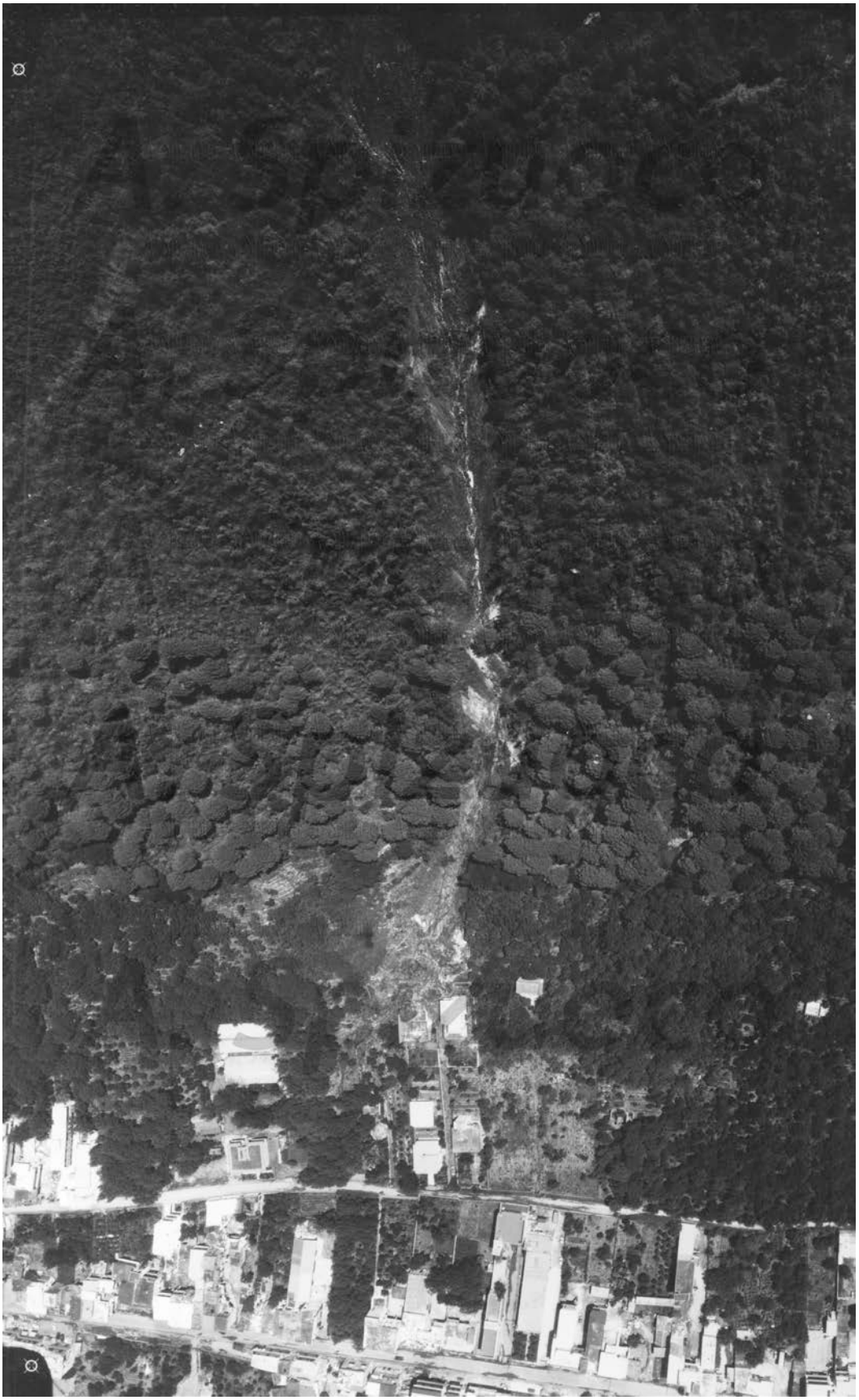


Fig.7 – Vista aerea immediatamente dopo l'evento luttuoso

Fig.8 Particolare aereo fotogrammetrico zona disastro

fig.9.Effetto della attività erosiva delle acque sulle pendici del versante

Fig.10

Le paleofrane erano rilevabili addirittura dalla carta topografica per cui anche senza un rilevameno geologico di superficie si potevano individuare queste criticità di potenziali dissesto vedi figure seguenti.

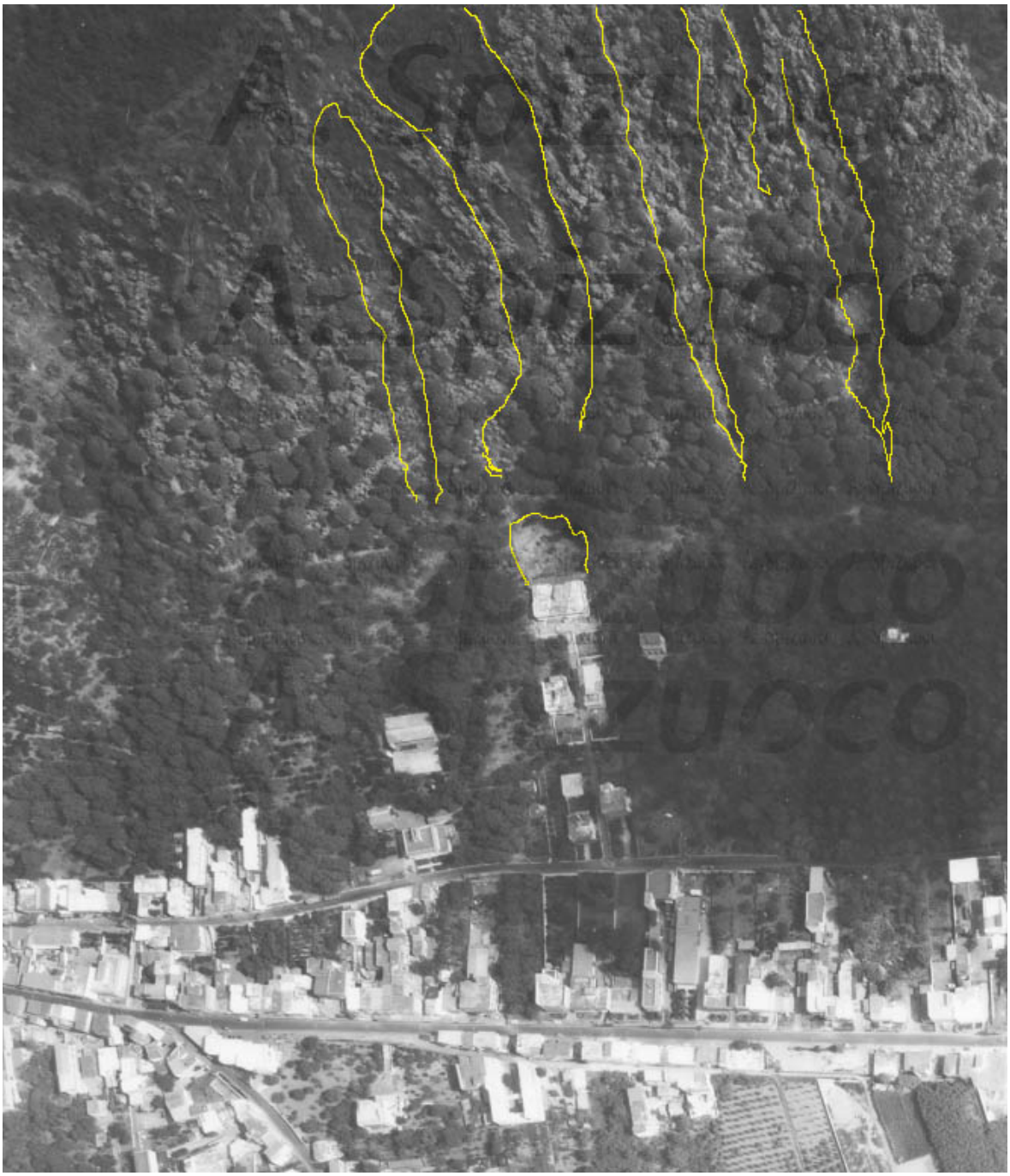


Fig. 11

Evidenza delle paleo frane prima dell'evento luttuoso e dello scavo eseguito a monte immediatamente a tergo del fabbricato distrutto

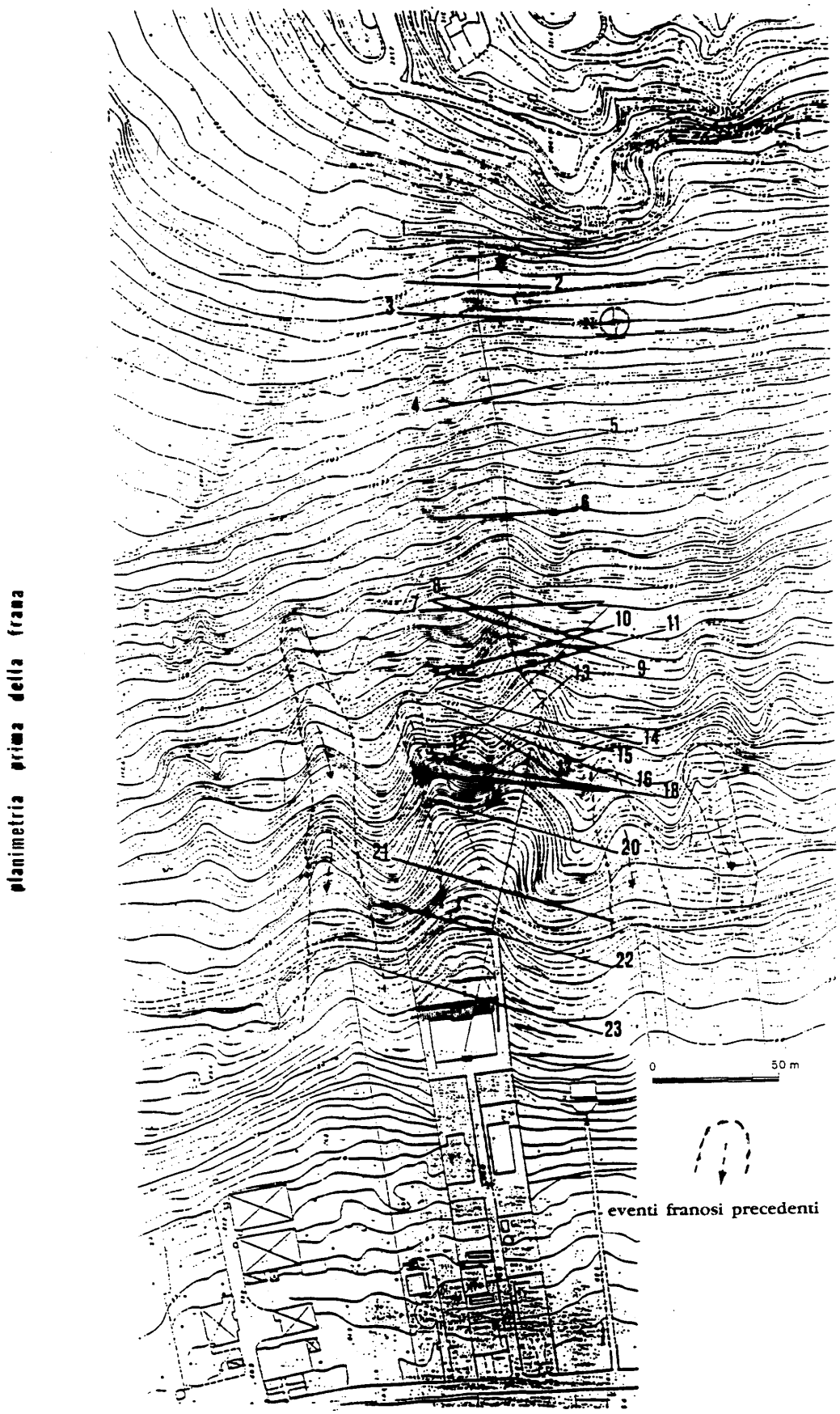


fig.12 – Planimetria a curve di livello prima della frana

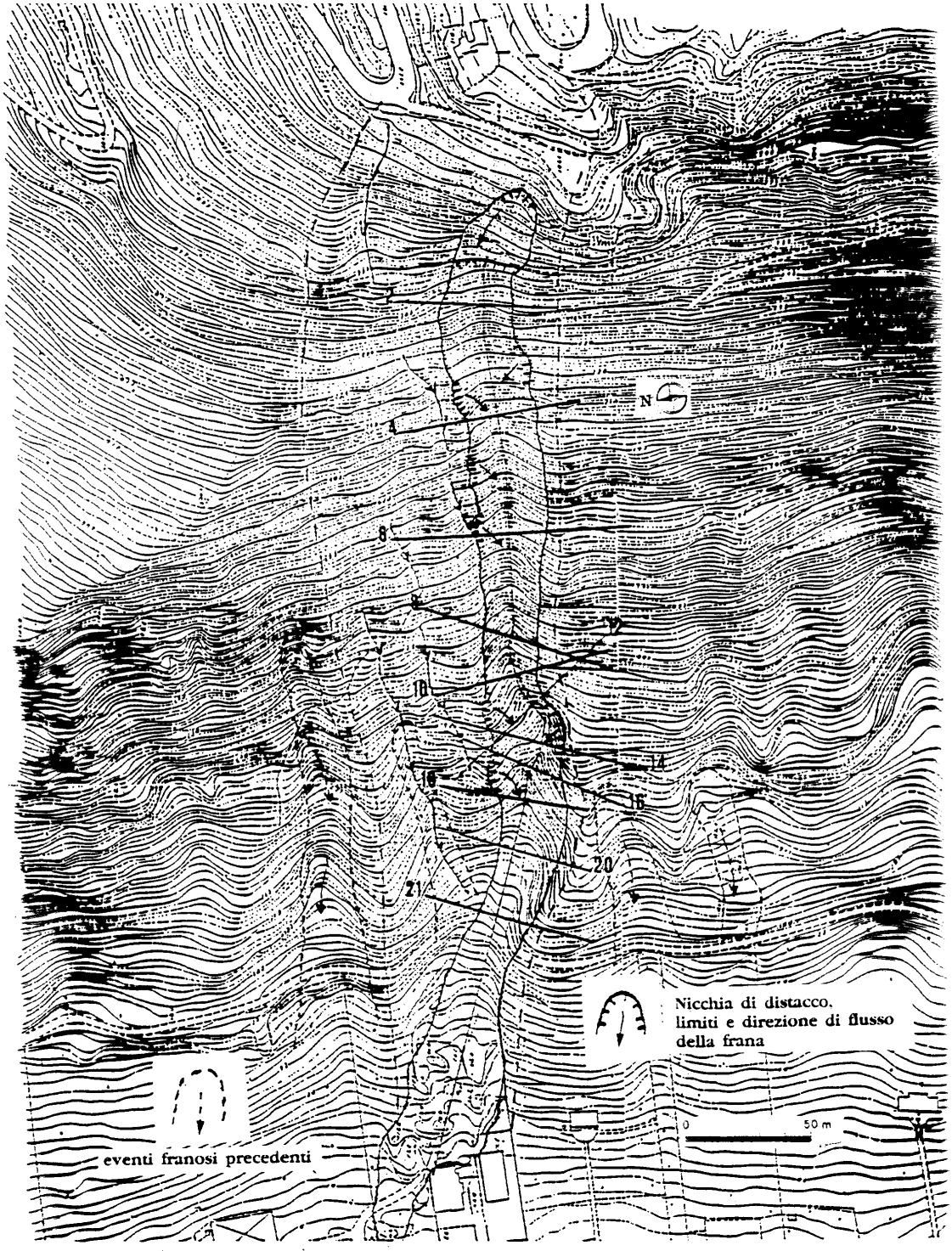


Fig.13 – Planimetria dopo la frana

Nella fig.12 in cui è rappresentata la planimetria a curva di livello, si individuano chiaramente gli eventi franosi verificatisi, precedentemente all'evento luttuoso, in epoca remota.

Già dalla semplice osservazione, quindi, della planimetria prima della frana si capiva benissimo che la zona era instabile giacché su tale planimetria erano rilevabili evidenti segni di paleo frane.

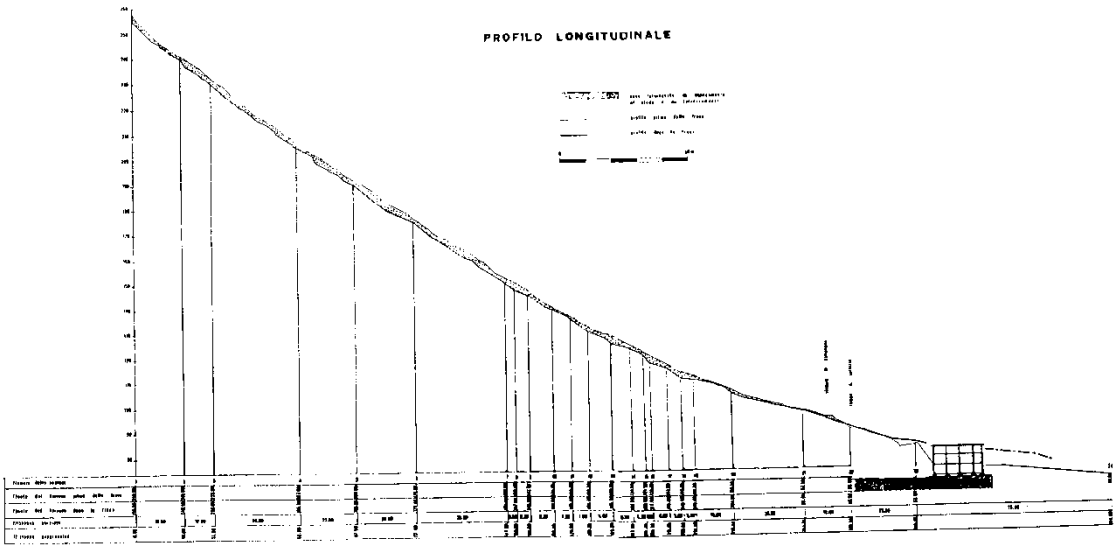


Fig.14 Profilo longitudinale del canale di frana

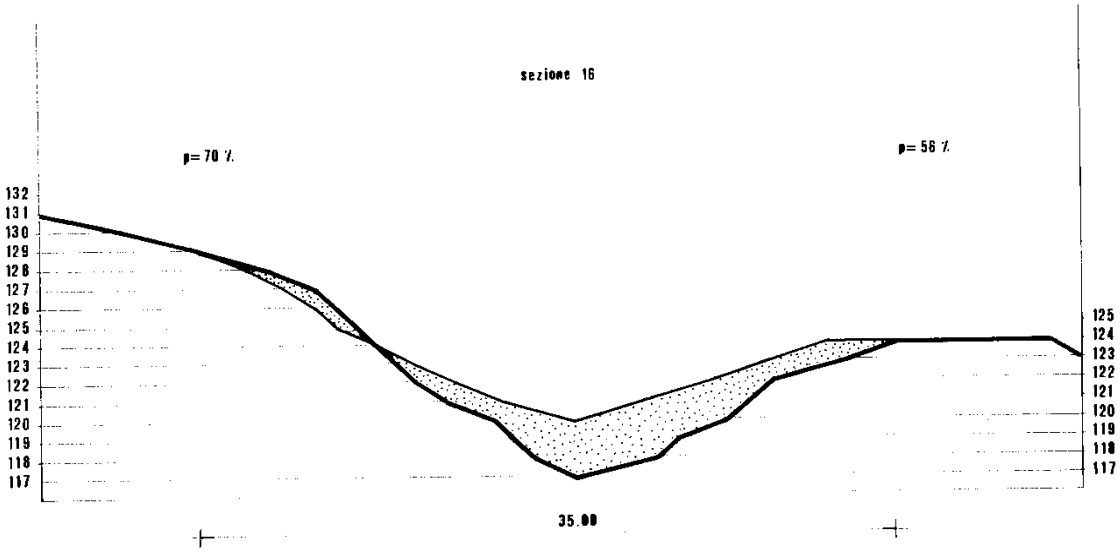


Fig.15

Nella fig.15 è riportata una tipica sezione trasversale del canale di frana.

Per l'evento innanzi riportato, si può riassumere che le cause possono racchiudersi nella inosservanza dei punti 1,3,7,9.

Caso reale: evento catastrofico in un versante poco urbanizzato

Anche quando un versante è poco urbanizzato, possono verificarsi eventi catastrofici.

Nel caso seguente si è verificata una frana in un versante edificato con costruzioni isolate per lo più a carattere agricolo. Nella fig.26 è ben visibile il dissesto nella zona a piede della frana ove in ogni caso esiste un salto repentino di pendenza.

Fig.16 Dissesto al “piede” di frana

Fig.17 In prossimità della corona di distacco

Fig.18 In prossimità della corona di distacco

Fig.19 In prossimità della corona di distacco

Fig.20 Panoramica della corona di distacco

Fig.21 Fabbricato dissestato nell'area di frana

Fig.22 Particolare di dissesto

Fig. 23 - Direzione degli spostamenti

Fig.24 - Direzione degli spostamenti

Fig.25 Manufatti dissestati nell'area di frana

Fig.26 Strada dissestata nell'area di frana

Fig.27 - Direzione dei “rigonfiamenti”

Fig.28 - Strada dissestata nell’area di frana

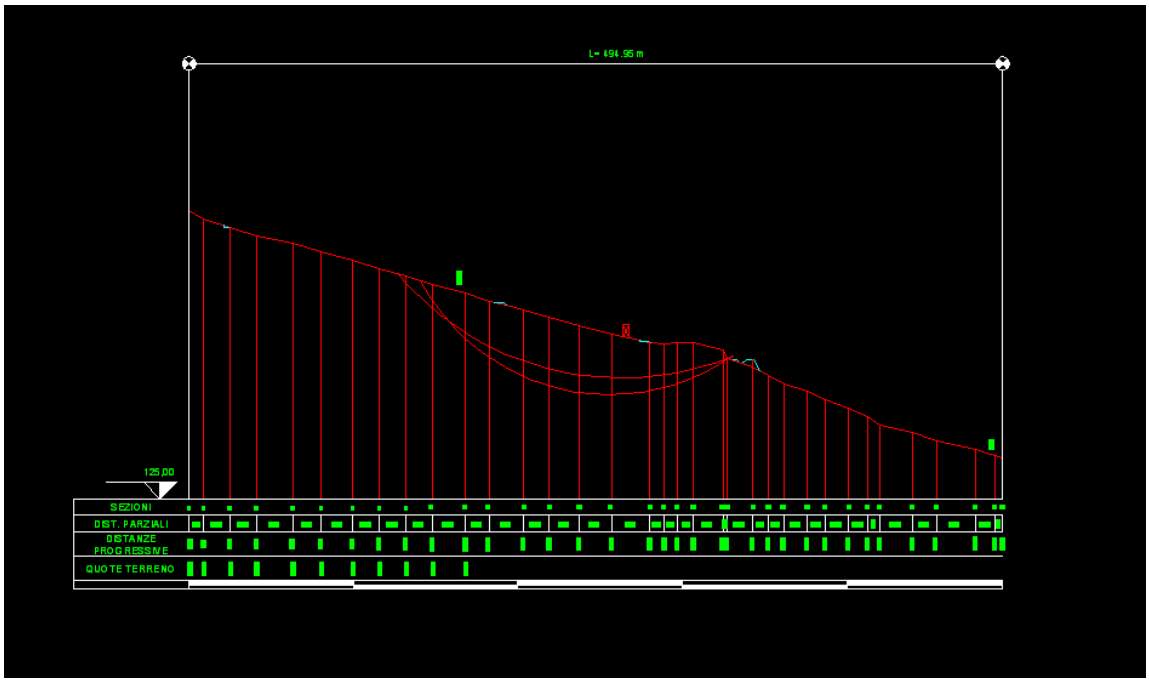


Fig.29 Superfici di scorrimento individuate dall'ing.Angelo Spizuoco

Subsidenze*

*Contenuto tratto dagli atti del seminario "Cavità Antropiche Nel Tufo Della Piana Campana: Problematiche Geologiche e Geomeccaniche" tenuto dall'ing. Angelo Spizuoco nel febbraio 1990 presso il Dipartimento di Scienze della Terra – Università degli Studi Federico II di Napoli.

Quando l'area di studio è interessata da cavità antropiche di tipo superficiale, potrebbe essere opportuno redigere una carta delle subsidenze conseguenti ad un ipotetico crollo della volta tufacea.

Sono del parere che in Geologia applicata e/o in Meccanica delle Rocce, per le cavità di tipo superficiale è opportuno distinguere due tipi di subsidenze.

Il primo tipo si verifica durante lo scavo della cavità ed è dovuto alla decompressione della massa tufacea, conseguentemente al vuoto creato al di sotto della volta tufacea. Si assiste, quindi, ad un riequilibrio delle pressioni nella fascia al contorno dell'ammasso tufaceo interessato alla cavità, con la conseguente flessione verso il basso della volta.

I cedimenti provocati in superficie vanno dal millimetro al decimetro.

Il secondo tipo di subsidenza (considerata nella cartografia seguente) consiste in un abbassamento del suolo che sprofonda per il crollo della cavità sottostante, o che forma un avvallamento assestandosi.

I cedimenti provocati in superficie possono anche andare dal decimetro al metro e la loro entità è funzione del crollo (se parziale o totale), dell'ampiezza della cavità e del meccanismo di rottura della volta tufacea.

Nel caso seguente, ove si erano già verificati dei crolli parziali in cavità, quando si è studiata la problematica si è ragionato alla seguente maniera:

> dovendo ricavare le aree di subsidenza per l'effetto del potenziale crollo della volta tufacea, possiamo avere un effetto immediato per cui tutto il blocco superficiale viene giù, per tranciamento dei materiali (riempendo la cavità e andando oltre il tetto della formazione tufacea), determinando, data la velocità del fenomeno, dei tagli netti nella copertura piroclastica; questa può essere definita **subsidenza "immediata"**.

Dopodiché, essendo il terreno di natura piroclastica, quindi sciolto, si instaurerà un'altra superficie di scorrimento a partire dal tetto del materiale crollato fino in superficie (ciò si verifica quando il tetto del materiale accumolatosi per effetto del crollo è ad una quota più alta del tetto della formazione tufacea); questa può essere definita **subsidenza "primaria"**. Viceversa questa subsidenza non si manifesterà.

Possiamo ancora dire che il fenomeno progredisce ulteriormente per instaurare un'altra superficie di scorrimento a partire dal tetto della formazione tufacea per poi giungere in superficie; questa può essere definita **subsidenza "secondaria"**. Questa subsidenza contrariamente a quella precedente, prima o poi, inesorabilmente si manifesterà.

E' chiaro che i fenomeni appena descritti dipendono dai parametri fisico-meccanici dei terreni interessati dalla problematica ed in particolare dalla stratificazione, dalla coesione ed angolo di attrito di ogni strato presente nella formazione piroclastica a copertura della bancata tufacea.

Semplificando il problema, nel caso specifico, considerando le superfici di scorrimento come piani di scivolamento, si sono perimetrate le subsidenze primarie e secondarie in funzione dell'angolo di attrito del terreno redigendo la mappa delle possibili subsidenze.

Fig.30 Perimetrazione di cavità con subsidenze di superficie

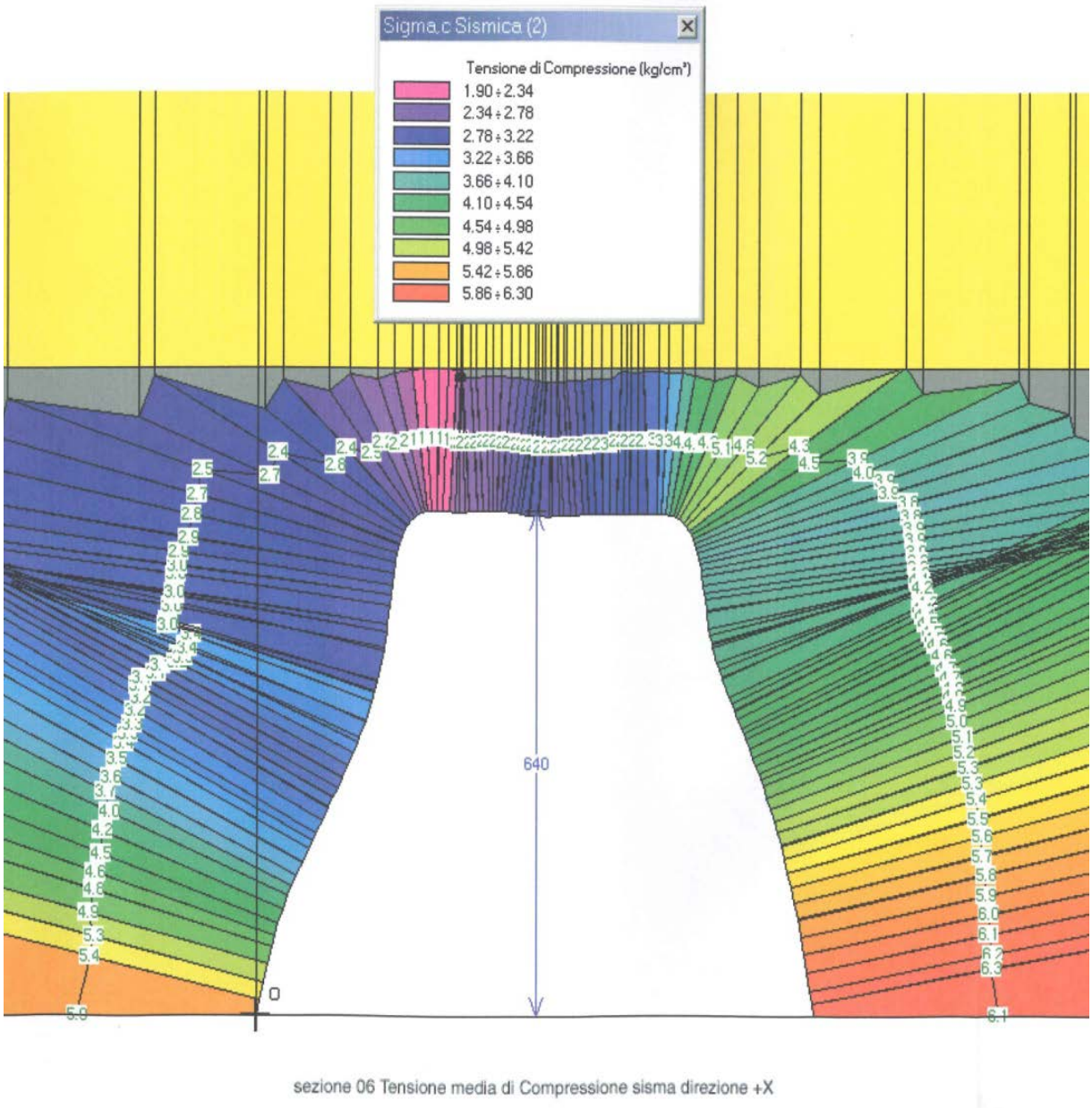


Fig. 31 Stato Tensionale in una sezione della cavità di fig.24

Caso reale: crollo per effetto di cavità antropica nel sottosuolo

Fig.32

Questo crollo riguarda un fabbricato in tufo ed un teatrino delle "suore".

Fig.33

Il crollo è avvenuto per il cedimento di una cavità sotterranea.

1. Il crollo, perciò, può rientrare nei Cedimenti causati da attività antropiche;

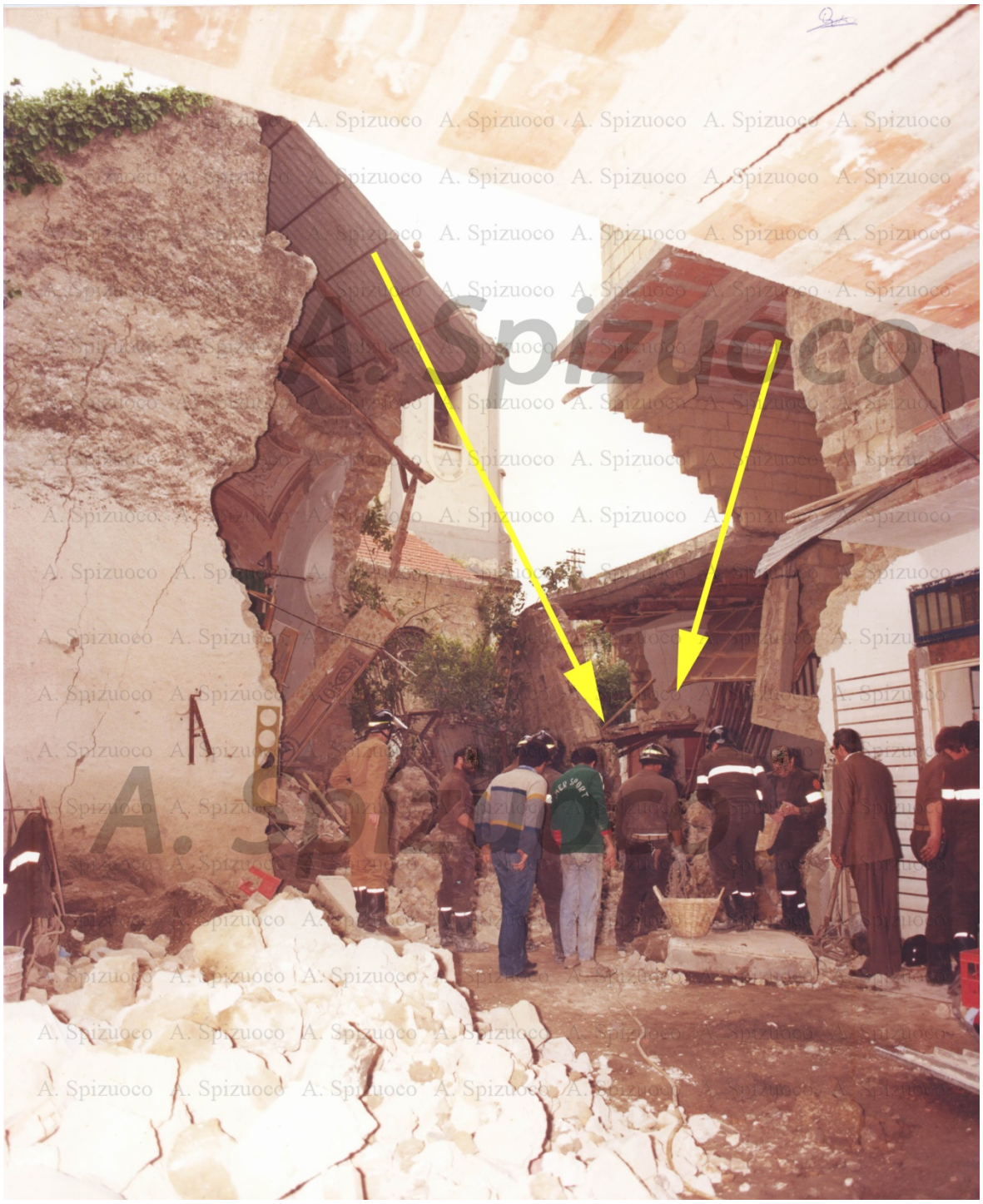


Fig.34 Ubicazione della cavità in base al crollo

Fig.35

Fase di recupero del malcapitato durante il crollo; fortunosamente salvatosi perché all'interno dell'abitacolo di un triciclo.

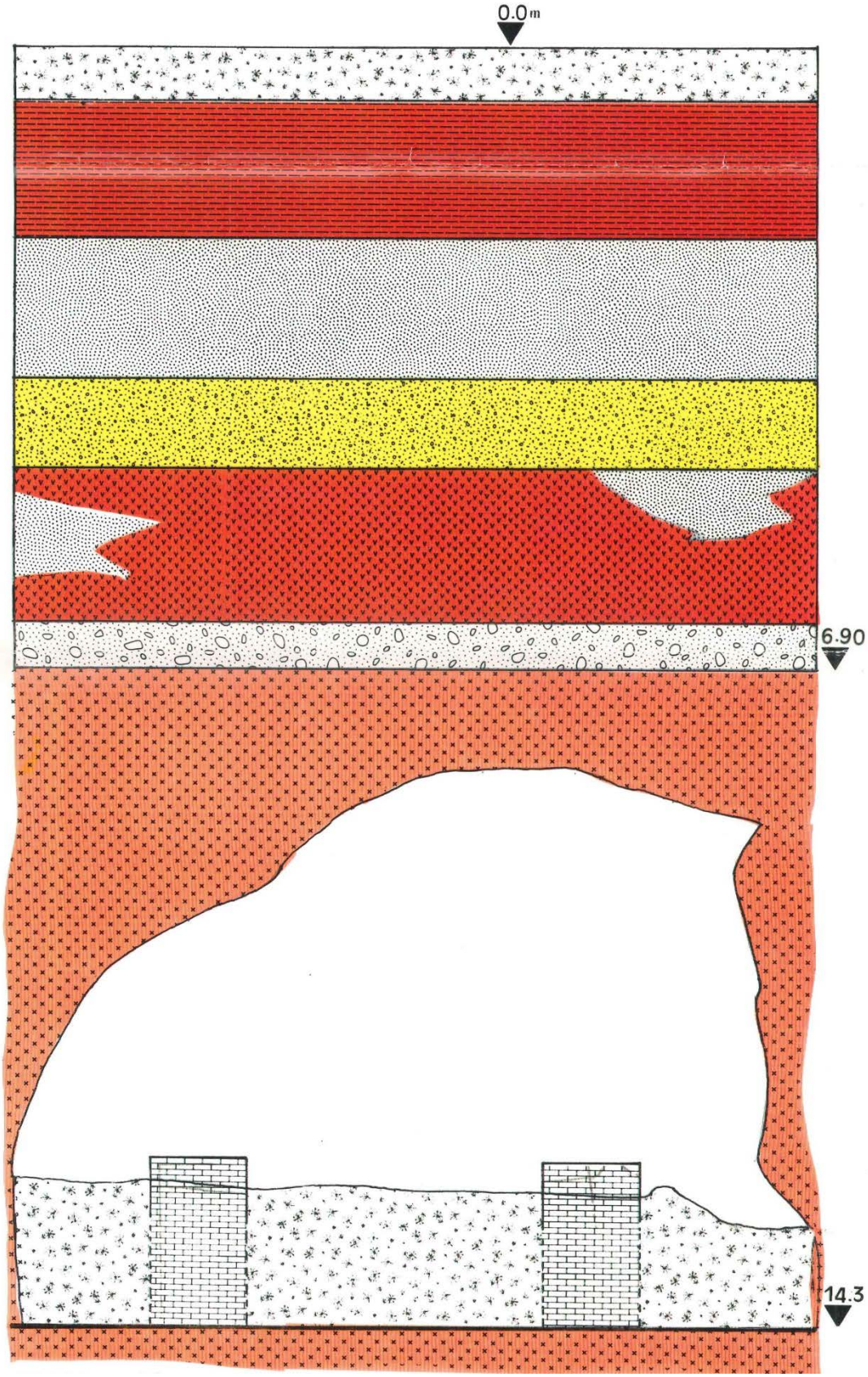


Fig. 36 Sezione di cavità con relativa stratigrafia

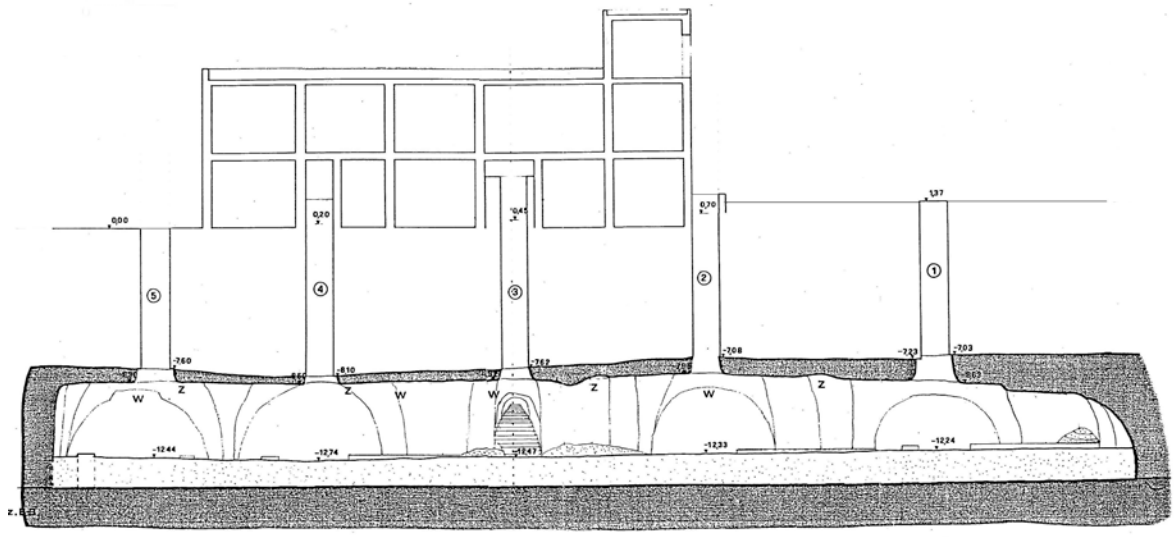


Fig. 37 Tipica sezione longitudinale di un sistema di cavità

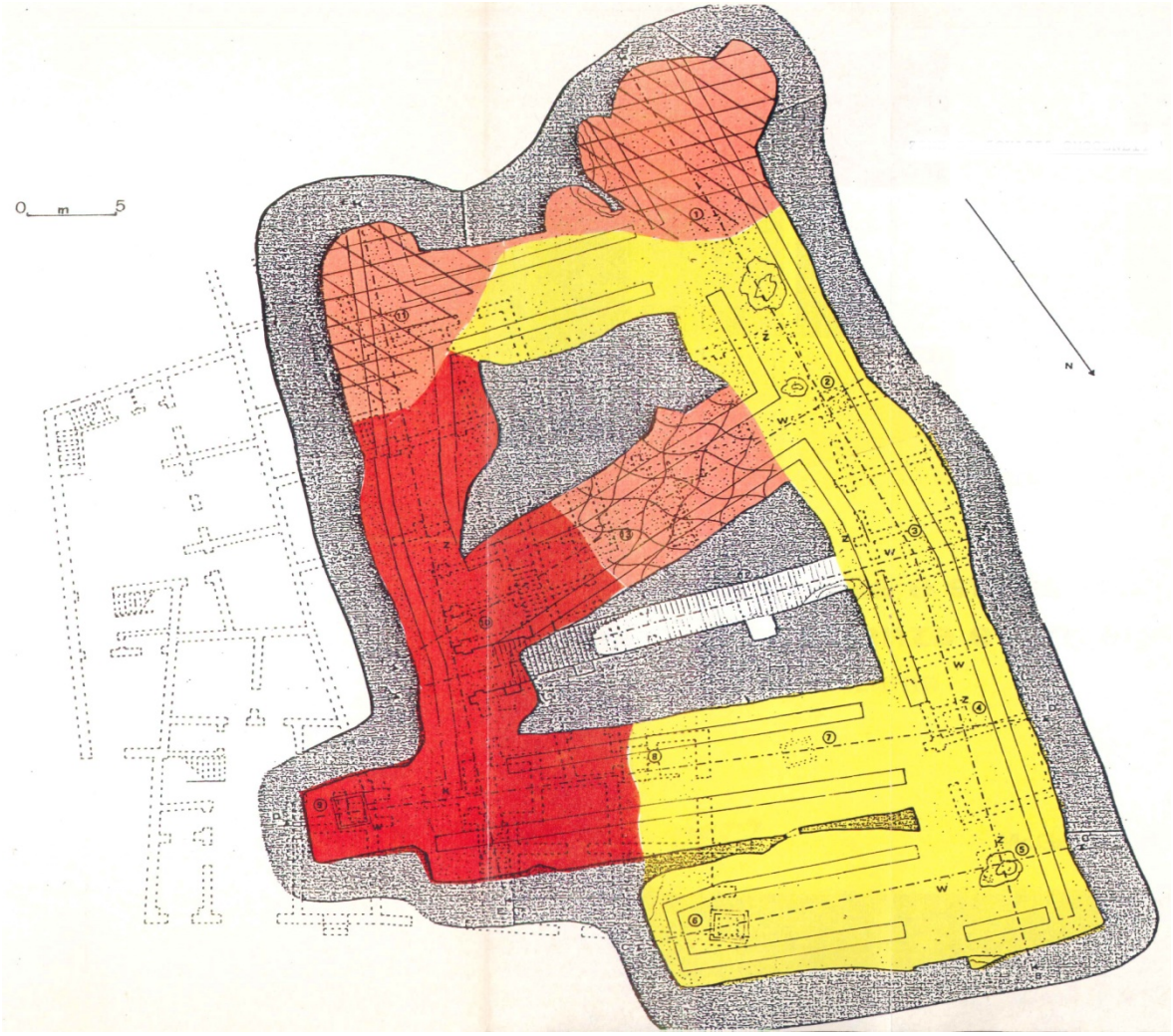


FIG. 38 Pianta di sistema di cavità con varie omogeneità geomeccaniche e famiglie di giunti

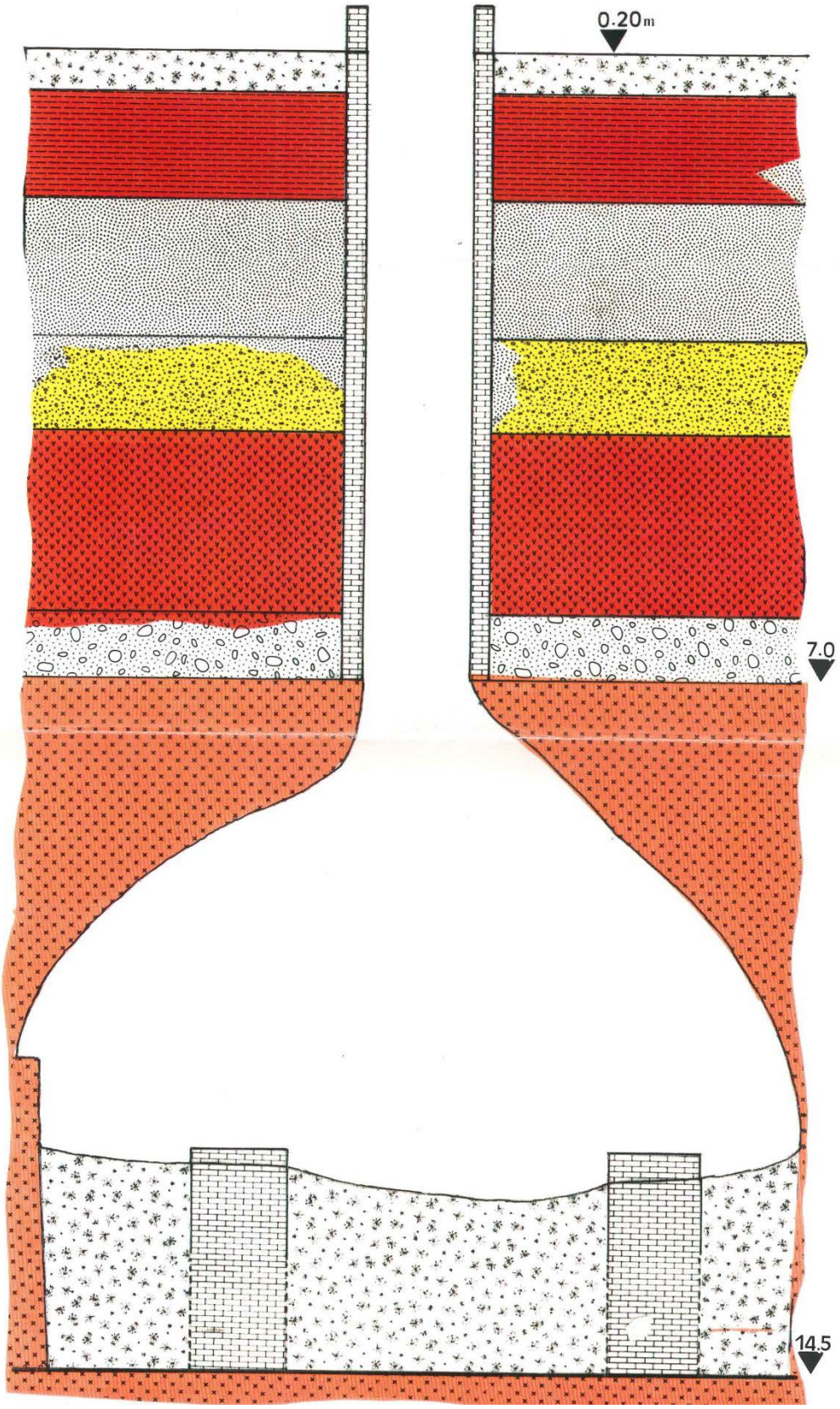


Fig. 39 Sezione Cavità in corrispondenza pozzo di areazione

Caso reale: crollo per perdite fognarie

Crollo avvenuto per perdita rete idrica e fognaria. L'asportazione delle particelle fini, dal terreno fondale, trasportate dall'acqua verso il basso in una cavità sotterranea ha determinato il crollo del fabbricato.

Questo pericolo si registra abbastanza frequentemente quando ci sono perdite idriche perché l'acqua essendo in pressione erode molto rapidamente il terreno circostante la perdita. Le particelle fini "migrano" dalla loro posizione originaria determinando dei vuoti molto spesso anche di notevole entità. Il medesimo fenomeno si ha quando per effetti di intensi "scrosci" una condotta fognaria, con soluzioni di continuità, va in pressione.

Ovviamente a seconda delle caratteristiche del sottosuolo il crollo può essere immediato oppure distanziato nel tempo.

Fig.40 Detriti tufacei dovuti al crollo di fabbricato per perdita fognaria

Fig.41 Residuo del fabbricato crollato e “mezzanelle” in legno per carpenteria pareti di sostegno

Fig.42 Fase di armatura pareti di sostegno a bordo condotta fognaria e cavità

Fig.43 Ulteriore “vista” delle pareti residue del fabbricato crollato

Caso reale: crollo "Cassa Scala" in cavità sotterranea avvenuto durante lavori per la legge 219 a seguito del sisma 80.

Fig.44 Paranco + tubo flessibile per aspirazione

Fig.45 Particolare zona di distacco del manufatto crollato in profondità

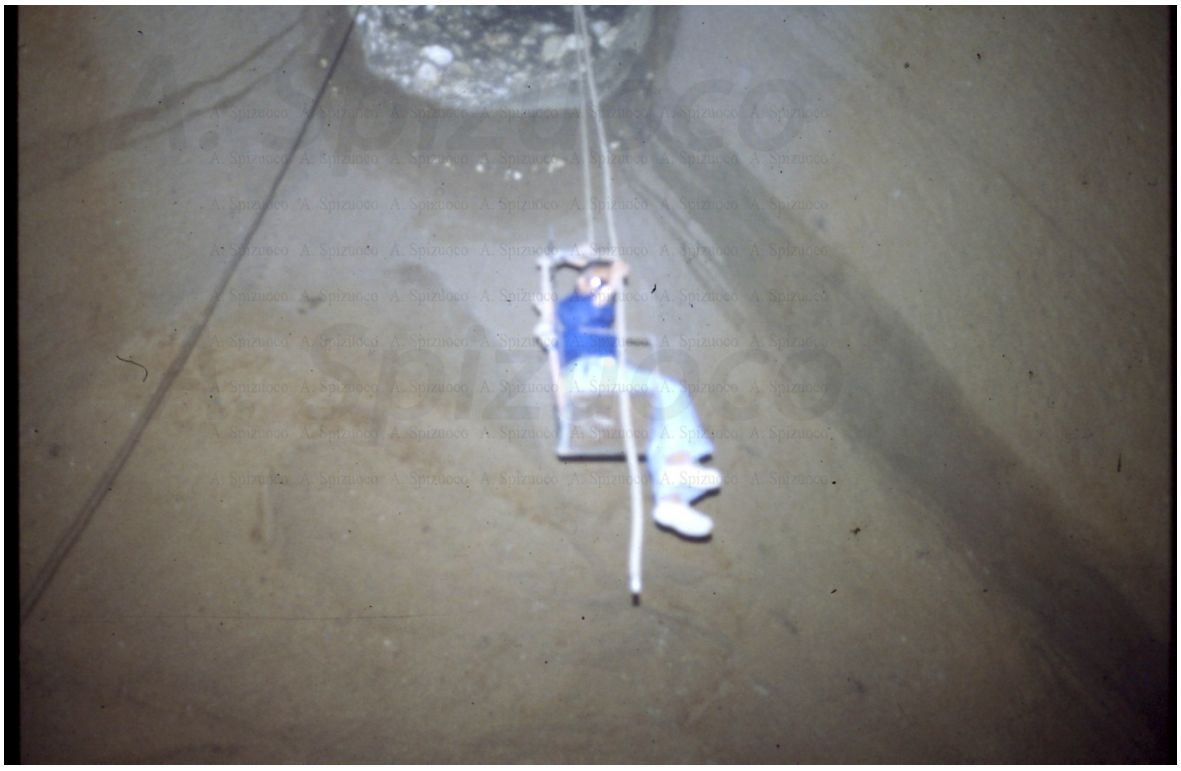


Fig.46 Camera sotterranea della cavità antropica rinvenuta

Fig. 47 Collegamento tra rilievo topografico di superficie e di profondità

Fig.48 Panoramica di cavità sotterranea

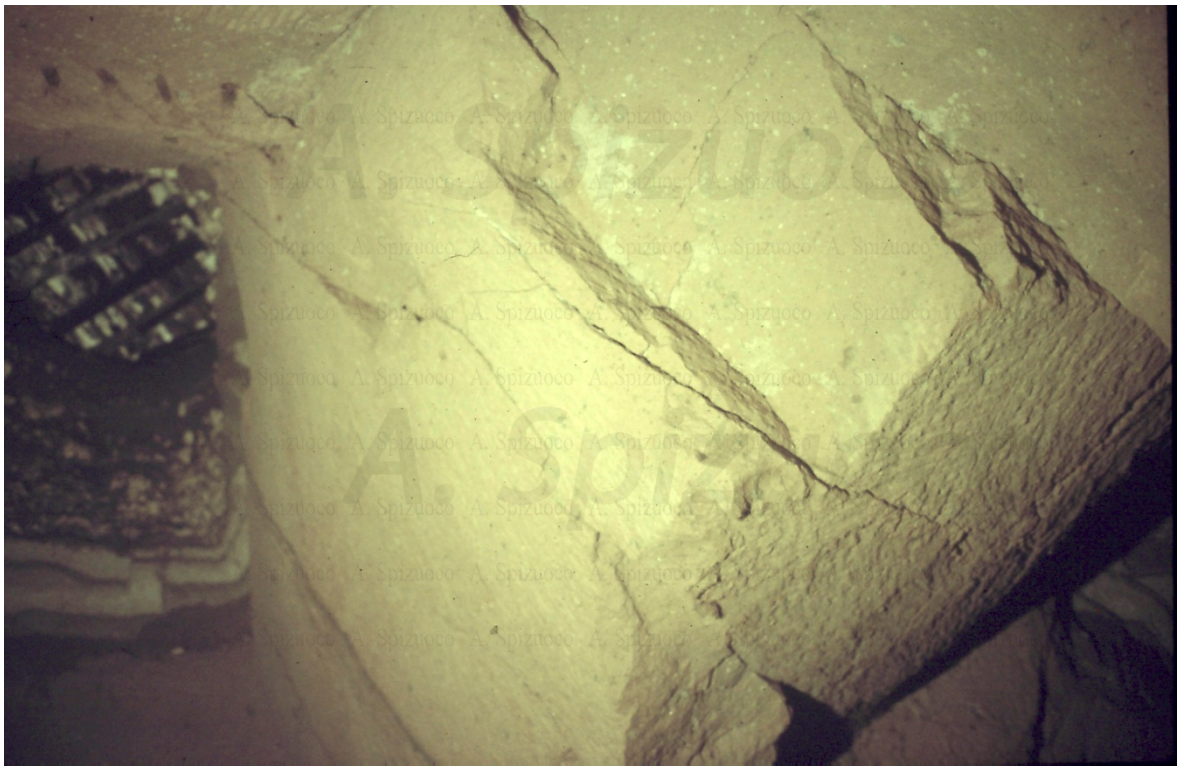


Fig.49 Ammasso roccioso di ignimbride campana nella facies gialla del tufo grigio. A sinistra del fotogramma si nota l'occhio di monte occultato da solaietto in legno ricoperto da terreno piroclastico

della zona. Nella restante zona sono visibili fratture da stress geomeccanico dell'ammasso roccioso e zona di distacco di blocco tufaceo.

Storici esempi di insuccesso

Non si può fare a meno, infine, di riportare che sui testi di geotecnica e di fondazione vi sono i seguenti esempi che per dovere di cronaca esponiamo:

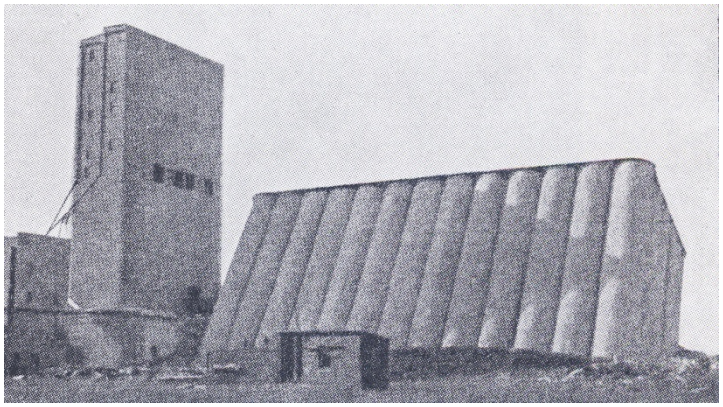


Fig.50 Sprofondamento del silo di Transcona per slittamento della sottostante sabbia sciolta (Handbuch fur Eisenbetonbau)

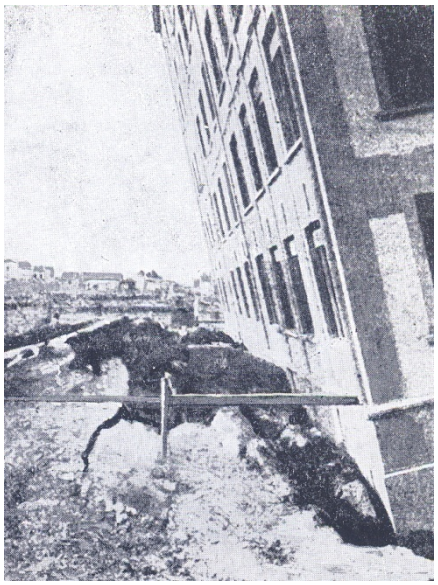


Fig.51 Sprofondamento di un mulino per slittamento della sottostante sabbia sciolta (Handbuch fur Eisenbetonbau)

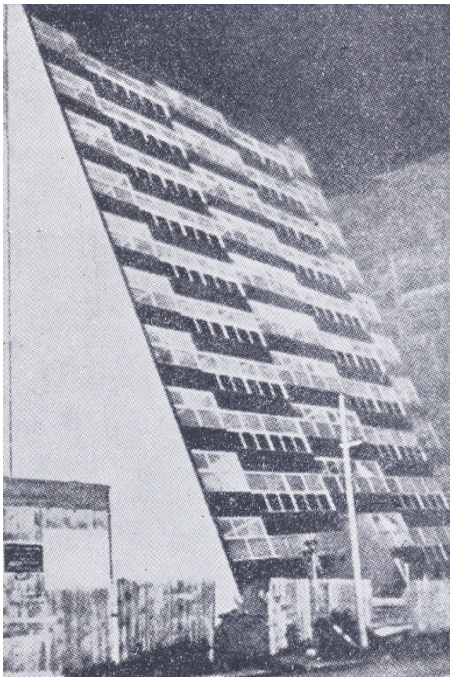


Fig.52 Inclinazione durante la fase di ribaltamento di un fabbricato costruito a Rio de Janeiro

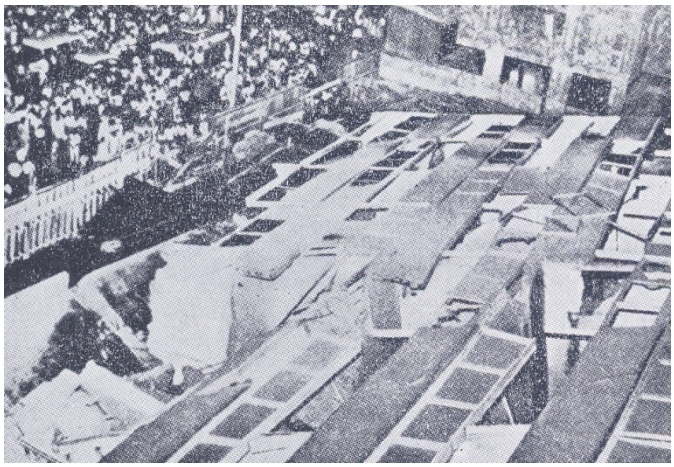


Fig.53 Fabbricato della figura precedente dopo il crollo

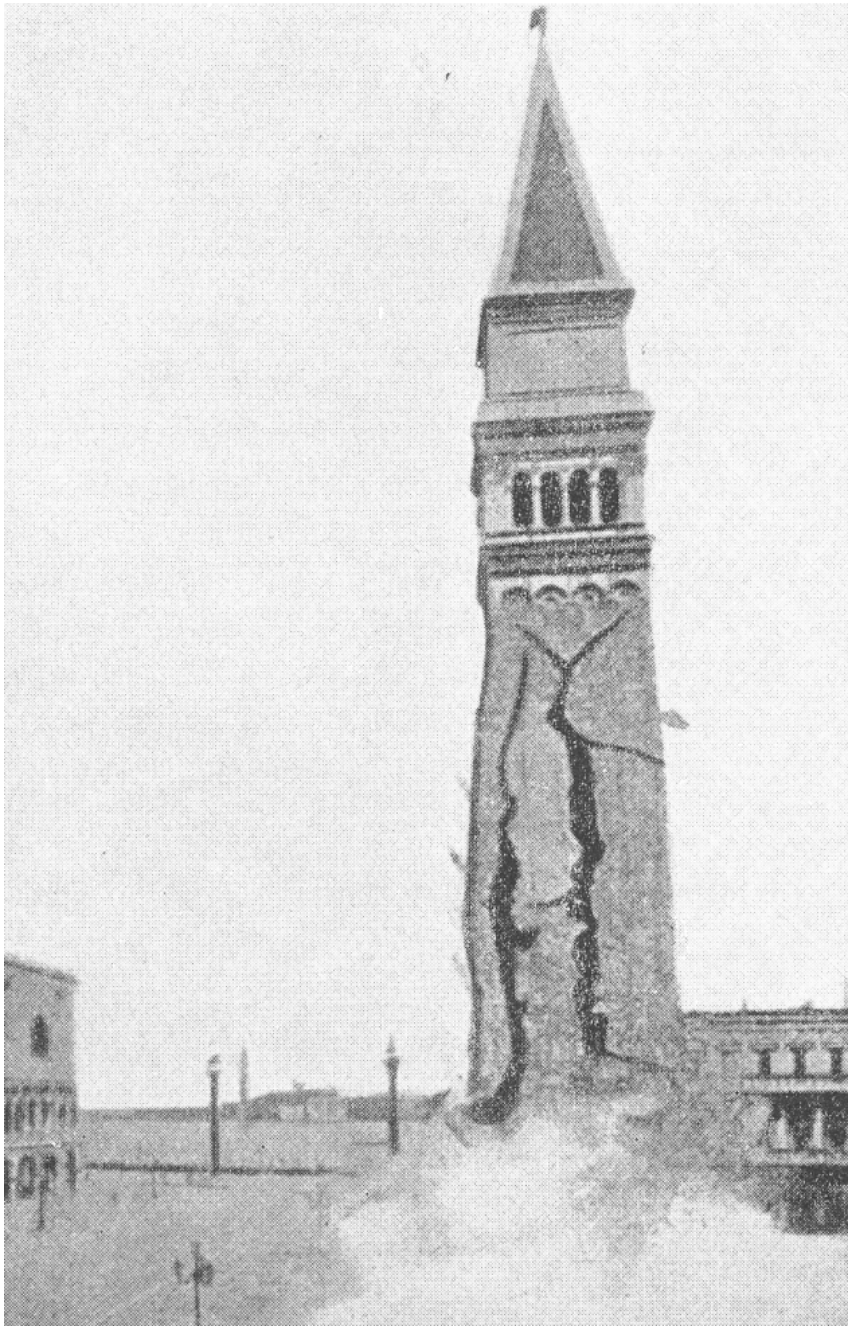


Fig.54 Crollo del campanile di San Marco a Venezia nel 1902

Il campanile fu costruito nel 912 su un blocco di muratura di 3.70 metri di spessore con dimensioni in pianta di metri 13.00x13.00 appoggiato su pali in legno lunghi 1.50metri immersi in un terreno sabbioso con pelo libero della falda che lambiva la testa dei pali.
Nella letteratura specifica è riportato che il crollo fu provocato dai notevoli cedimenti delle fondazioni e ciò congruentemente ai calcoli di verifica fondali eseguiti.

Sulle conclusioni a cui sono giunti gli eminenti studiosi del caso lo scrivente ha forti perplessità. Si evince chiaramente che le fratture, rilevabili dall'osservazione della foto innanzi riportata, manifestano un quadro fessurativo nel corpo murario del campanile attribuibile ad uno schiacciamento delle stesse e non ad un cedimento fondale. Infatti considerando un sistema di assi di riferimento x,y con asse delle ascisse orizzontale, quando una muratura è soggetta ai soli carichi verticali, lo stato tensionale è monoassiale e l'unica componente speciale di tensione diversa da zero è quella di compressione. In questo caso, le tracce dei piani di frattura sono perpendicolari alla minima tensione principale di compressione che è orizzontale. Le fratture che ne derivano, quindi, sono verticali congruentemente da quanto si rileva dalla foto del crollo. In pratica si osservano rilevanti fratture parallele alla direzione di compressione dovute alla dilatazione trasversale del corpo murario. Quanto sopra è avvalorato, ulteriormente, anche dal fatto che le fratture da schiacciamento inizialmente sono molteplici per poi raggrupparsi lungo le linee maggiormente sollecitate ove si palesano più ampie e numerose, congruentemente a quanto osservabile dalla foto.
La fase di crollo, inoltre, manifesta l'espulsione del materiale dal paramento murario, così come è ulteriormente e facilmente osservabile dalla foto del crollo.

SCHEMATIZZAZIONE DI PATOLOGIE

SCHEMA N°1

Sinteticamente i più frequenti insuccessi possono essere rappresentati alla seguente maniera:

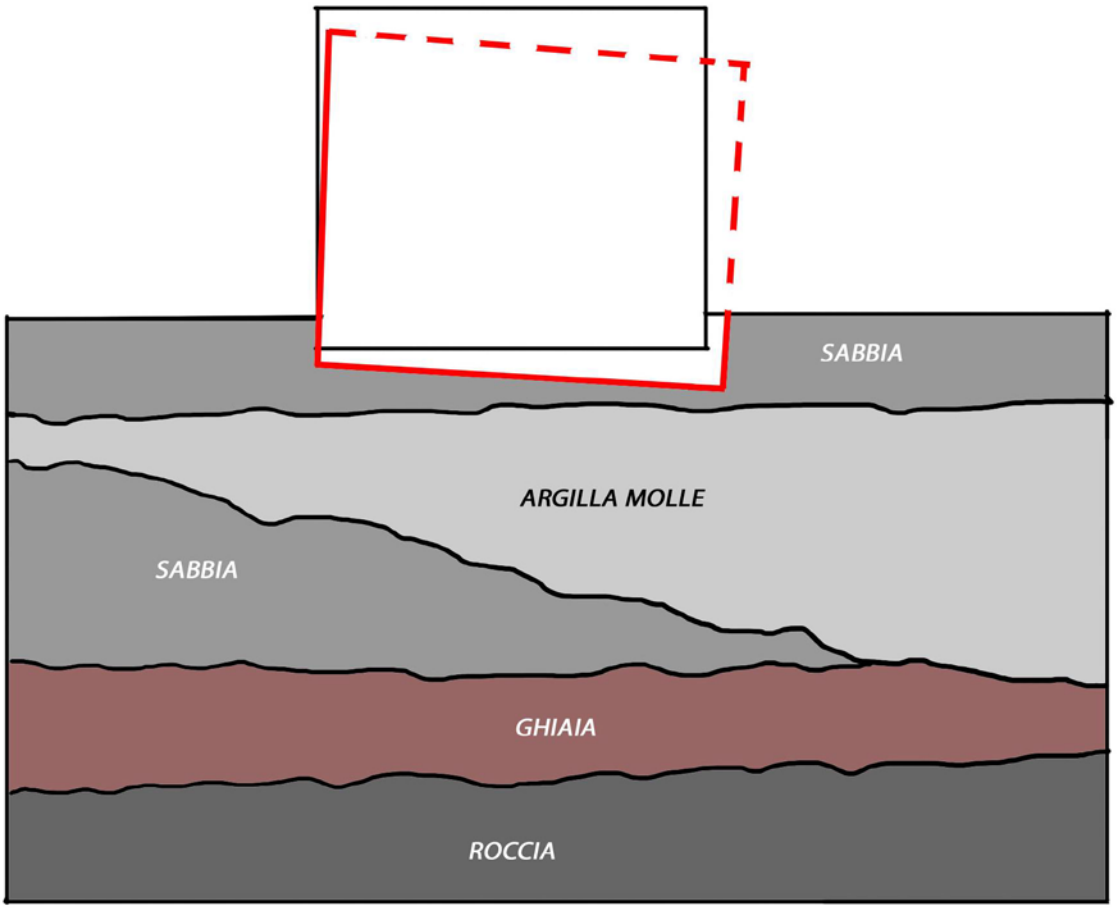


Fig.55 Schema 1

Caso reale: Dissesto fabbricato condominiale

CAUSE PREDISPONENTI

- Presenza di terreno piroclastico nel sottosuolo che, se viene saturato d'acqua, pur non variando i carichi agenti, fa registrare cedimenti fondali;
- Presenza di terrapieno che degrada verso la zona con maggior cedimento;
- Mancanza di idoneo drenaggio superficiale.

CAUSE AGENTI

- Allagamenti nella zona ribassata in quanto per effetto della pendenza del viale la maggior parte dell'acqua piovana ruscellava verso la zona più depressa del piazzale (specialmente nei periodi di scroscio);
- Infiltrazioni d'acqua nel sottosuolo di tutto il piazzale;
- Pozzetti delle pluviali non a tenuta, (il 4/6/1999 fu riscontrata acqua il cui scarico avveniva proprio nella zona più depressa);
- Infiltrazioni fognarie in due punti diversi ed in modo particolare lungo tutta la lunghezza del corsetto fognario ubicato a valle nella zona di maggior cedimento;
- Entrata in pressione del fognolo condominiale per effetto di una strozzatura individuata sulla strada comunale. Ciò comportava infiltrazioni di liquido nei punti di discontinuità;

Fig.56 Distacco manifestatosi per effetto del cedimento fondale

Fig.57 Parte alta ove dall'osservazione del cornicione si rileva una prima direzione ed entità del cedimento subito dal fabbricato.

Fig.58 parte "bassa" del fabbricato ove il distacco, ovviamente, presenta una apertura minore rispetto a quella in sommità

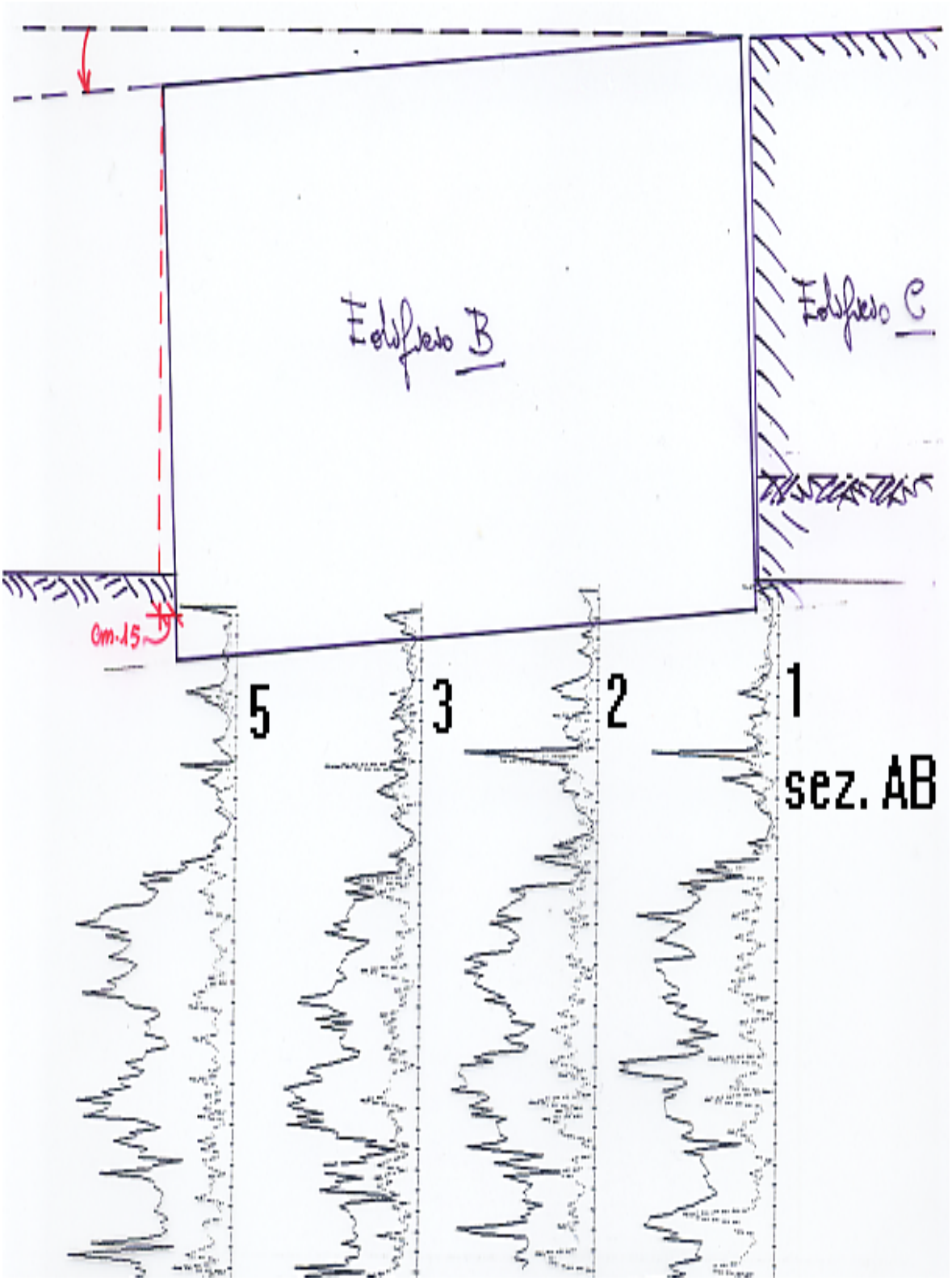


Fig.59 istogrammi prove penetrometriche statiche eseguite per il fabbricato “ceduto” e quantificazione del cedimento su di uno spigolo del fabbricato.

Fig.60 fase di esecuzione di prova penetrometrica statica con penetrometro Sunda “Dolmen” da 20 t.

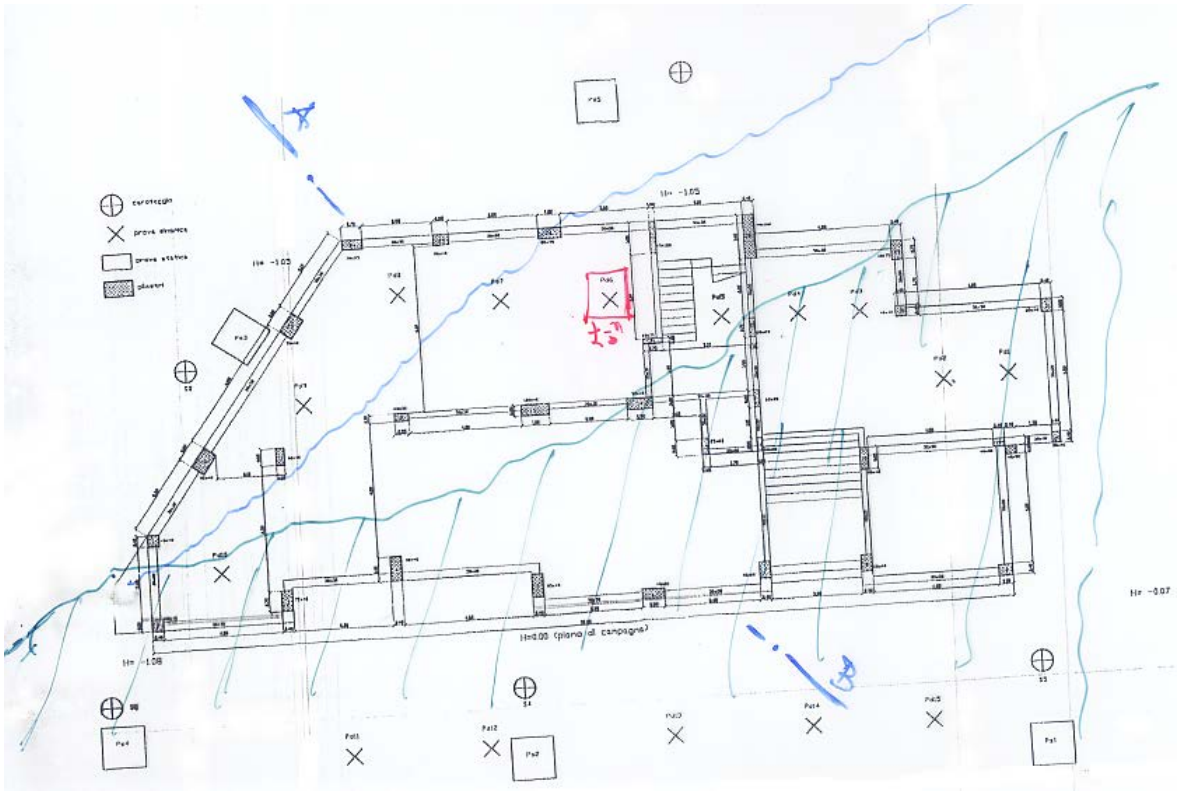


Fig.61 Ubicazione carotaggi, prove Penetrometriche Statiche e prove Penetrometriche dinamiche.

Fig.62 Fase di esecuzione carotaggi - si notano anche gli effetti su di un pilastro di estremità lato valle a causa del cedimento e della rotazione subita dal fabbricato.

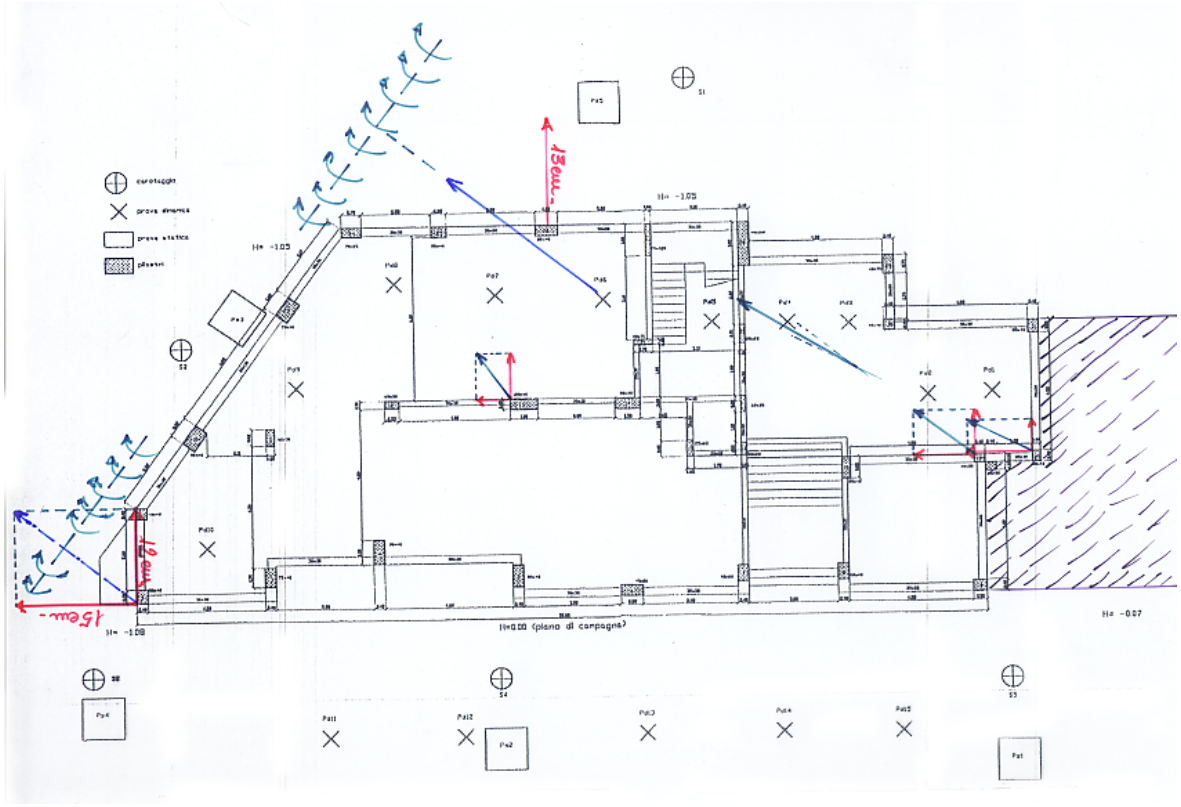


Fig.63 Prime conclusioni tratte rappresentate sul grafico; E' rappresento lo spostamento subito dal fabbricato e le sue componenti rispetto le direzioni principali del fabbricato in pianta.

fig.64

In fig. 64 è osservabile l'effetto del cedimento di un pilastro su di una parete in laterizio in un box a piano terra

A. Spizuoco

Fig.65 Effetto del cedimento nei box a piano terra

Fig.66 Effetto del cedimento al soffitto dei box a piano terra

Fig.67 Effetto del cedimento sulle ornie del fabbricato

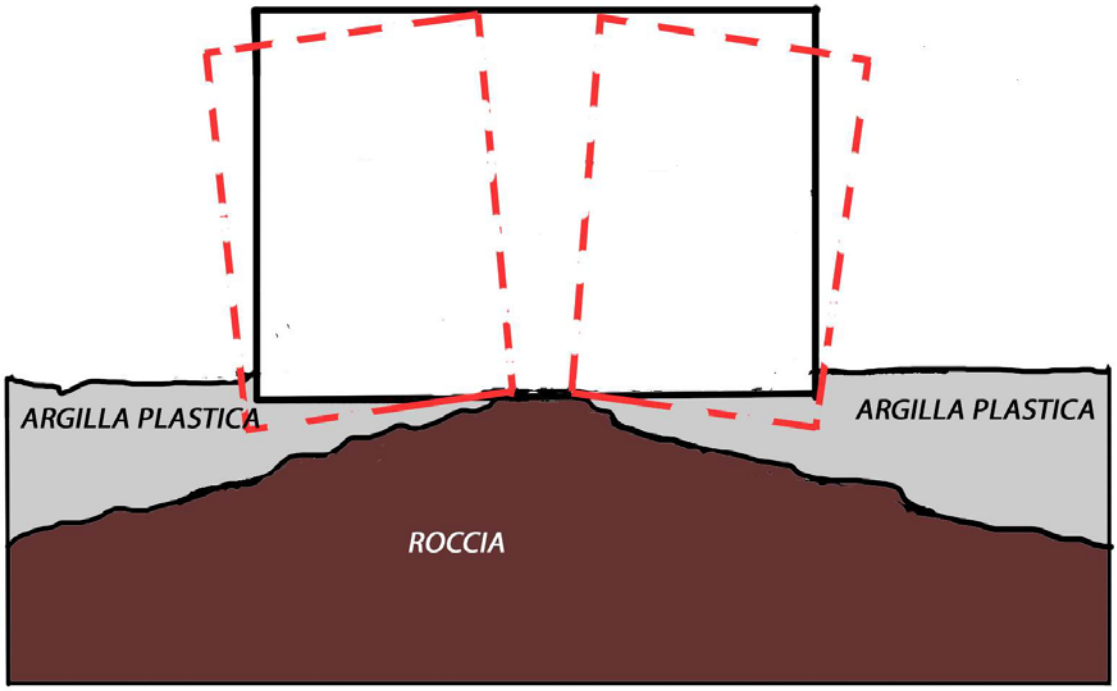


Fig.68 Schema 2

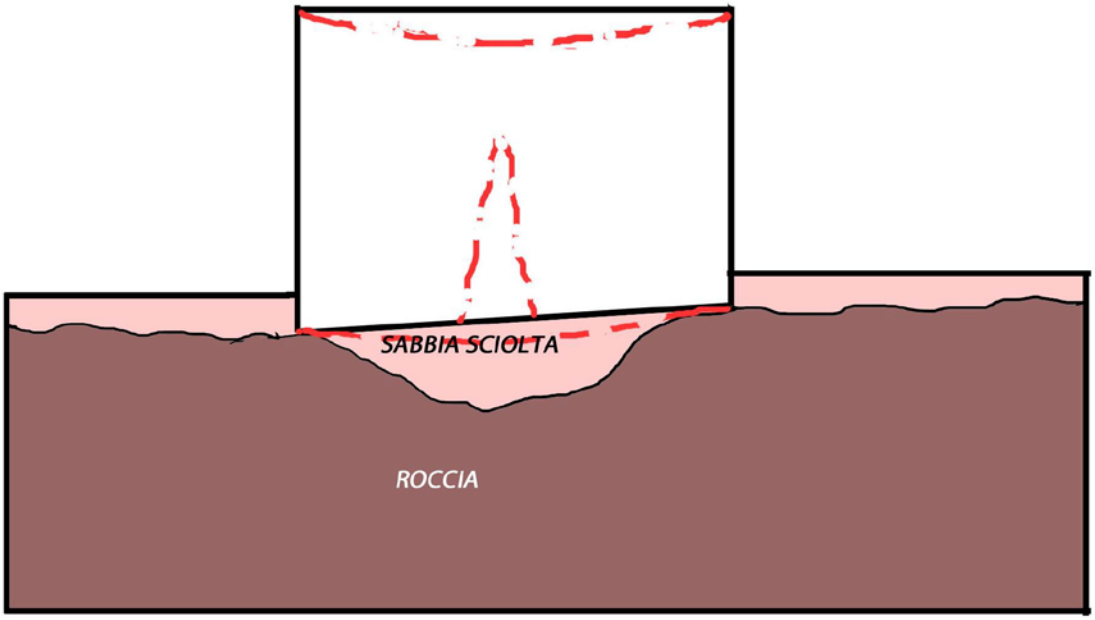


Fig.69 Schema 3

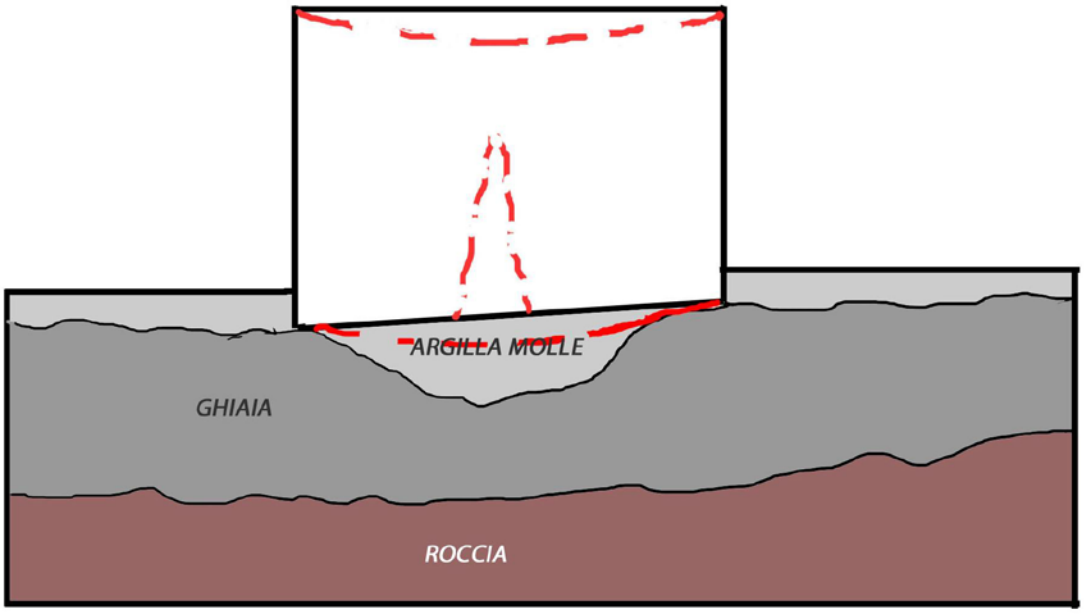


Fig.70 Schema 4

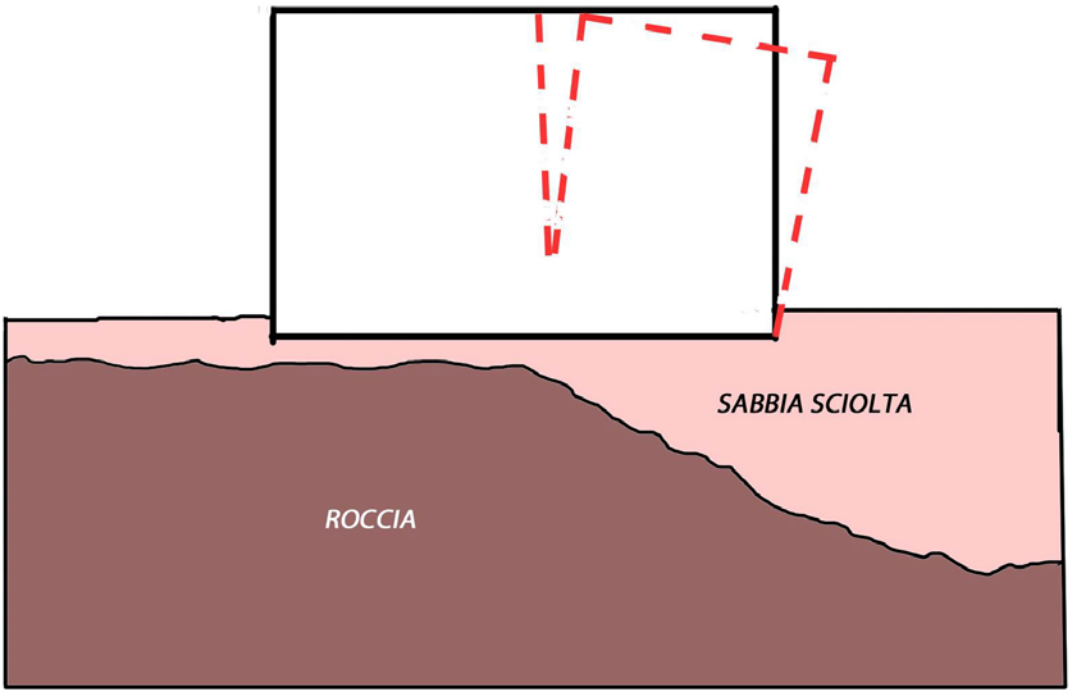


Fig.71 Schema 5

Caso reale dello schema 4

Fig.72 Situazione reale dello schema 4

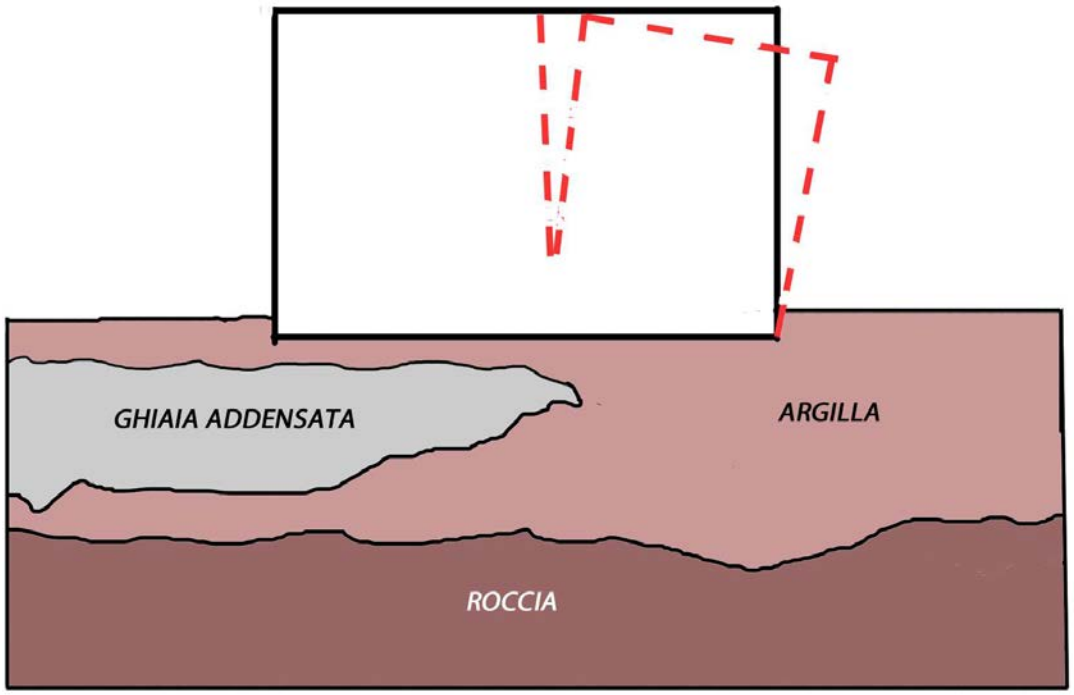


Fig.73 Schema 6

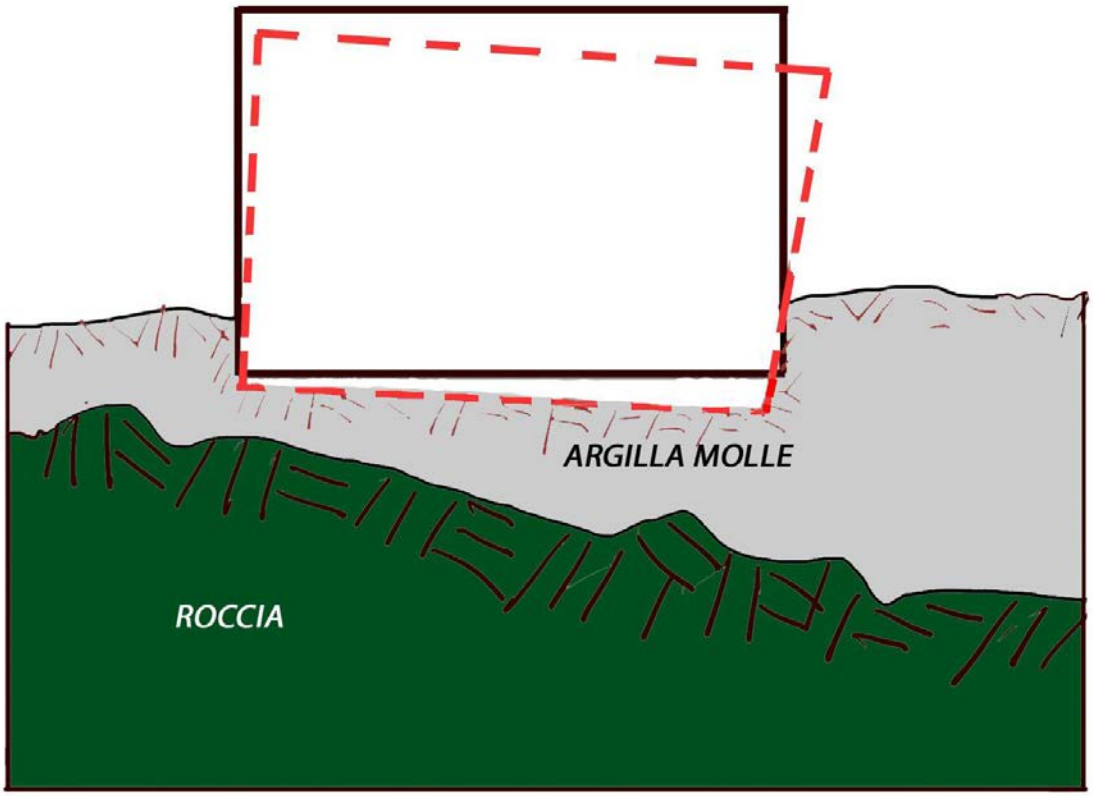


Fig.74 Schema 7

Caso reale dello schema 5

Fig.75 Situazione reale dello schema 6

Caso reale dello schela 8: cedimento di Palificata per erosione bancata tufacea

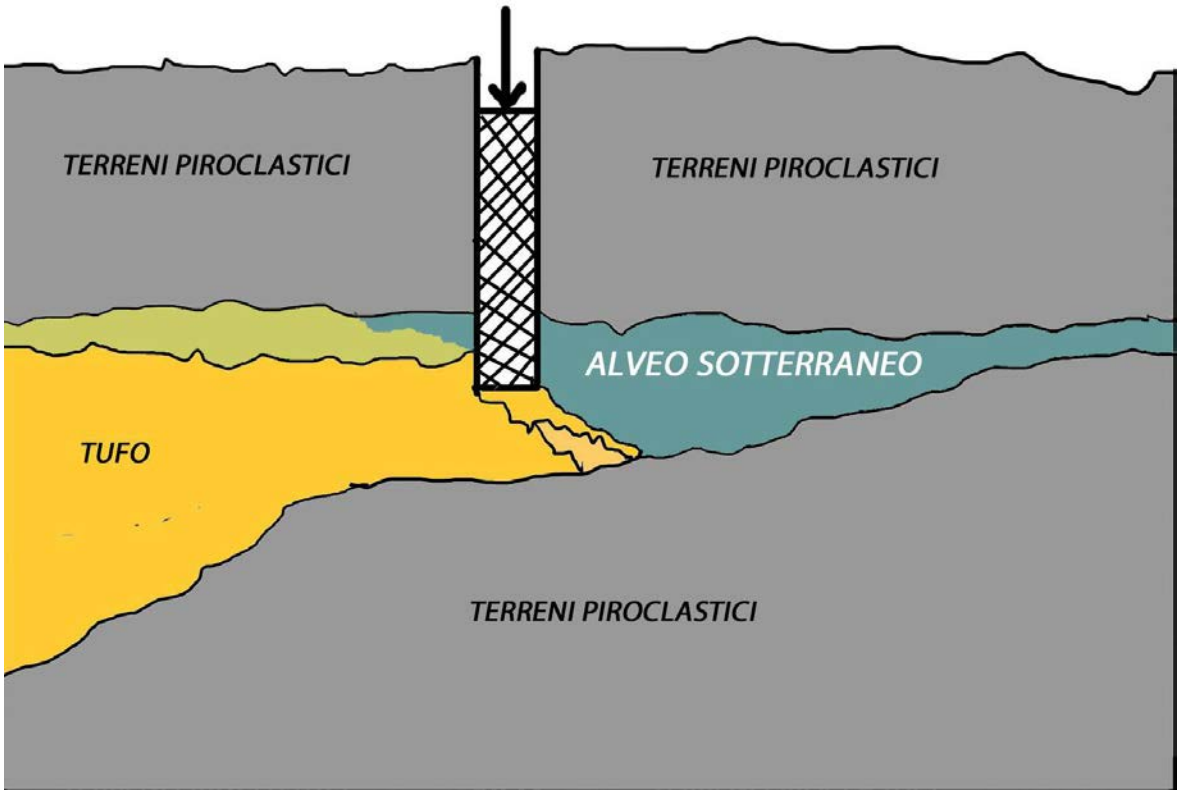


Fig.76 Schema 8

Cantiere in avanzato stato dei lavori. Fui chiamato perché in una zona estrema (perimetrale) della palificata, alcuni pali erano ceduti più di mezzo metro. Dalle indagini effettuate successivamente a questo fenomeno, risultò che l'ultima fila di pali era interessata da un alveo sotterraneo alla punta dei pali. Feci carotare il palo che era ceduto di più, per osservare le condizioni del conglomerato, ovvero se c'erano soluzioni di continuità (tranciamento del palo) oppure nidi di ghiaia. Escluso tutto questo, si passò ad indagare ulteriormente il sottosuolo e si trovò la presenza di questo alveo sotterraneo.

Si riprogettarono le fondazioni ed anche i pali furono ridimensionati.

Nelle diapositive è osservabile:

Fig.77 Vista generale del cantiere

Fig.78 Operazione di carotaggio nel palo

fig.79 Carotatrice utilizzata per il carotaggio

Fig.80 Fase di carotaggio con doppio carotiere

Fig.81 Estrazione del carotiere

Fig.82 Estrazione della carota in calcestruzzo

Fig.83 Calcestruzzo del palo

Fig.84 Carote di calcestruzzo estratto dal palo

Fig.85 Carote di calcestruzzo estratto dal palo

Fig.86 Foro del carotaggio eseguito lungo l'asse del palo

Caso reale: dissesto su un pendio urbanizzato

Per effetto di uno scavo di sbancamento effettuato per far posto alle fondazioni di un fabbricato più a valle. Lo scavo intaccò la falda. La paratia a sostegno del bordo scavo risultò insufficiente per approfondimento e si manifestarono subito segni di dissesto nella zona urbanizzata a monte.

Fig.87 Area di alloggiamento del nuovo fabbricato

Fig.88 Stradina a monte parallela all'area di scavo

Fig.89 Frattura nella sede stradale

Fig.90 Area di cantiere per l'alloggiamento del nuovo fabbricato a valle

Caso reale: dissesto per cedimento muro di sostegno

Spesso sorge la necessità di sistemare il terreno circostante la zona che deve ospitare l'opera a costruirsi, diversamente dalla configurazione esistente. A tal fine a volte si prevede la realizzazione di terrapieni eseguendo sterri o riporti e frequentemente sorge la necessità di realizzare opere di sostegno specialmente se l'intervento è da effettuarsi in pendio.

E' opportuno, perciò, non trascurare la sicurezza anche per la realizzazione delle opere di contenimento, perché frequentemente si hanno brutte sorprese.

A titolo di esempio si riporta qualche fotogramma che riguardano un muro di sostegno che, dopo essere stato realizzato, ha manifestato segni di insofferenza.

Fig.91 Zona di depressione lato monte a tergo di muro di sostegno

Fig.92 Corona di distacco per effetto “cedimento muro”

Fig.93 Panoramica muro dissestato

Fig.94 Vista laterale muro dissestato

Fig.95 Calcestruzzo fratturato al nodo della “intelaiatura” del muro

Ruolo della Statica e della Meccanica del continuo

La statica e la meccanica del continuo possiamo ritenerle le principali chiavi di lettura della geotecnica, e senza di esse non è possibile capire la geotecnica.

Per comprendere i rudimenti di geotecnica è indispensabile perciò almeno ricordare alcuni concetti fondamentali delle due discipline innanzi citate.

E' opportuno “spolverare” alcuni concetti di statica e meccanica del continuo perché qualsiasi tipo di costruzione od opera ingegneristica si fonda sui principi enunciati dalle due discipline. Qualsiasi tipo di costruzione deve obbedire alle loro “leggi” e deve essere **AFFIDABILE**.

Dobbiamo vedere cosa si intende per **AFFIDABILITA'** e quali sono le condizioni necessarie affinché una costruzione sia affidabile o non.

Affinché la costruzione sia affidabile deve rispondere a determinati requisiti, fra i quali la **SICUREZZA**; si deve garantire l'**INCOLUMITÀ** dell'utente.

Si deve, poi garantire l'**AGIBILITA'** del fabbricato, il suo uso; ciò implica che debba essere sia affidabile che sicuro. Un'opera d'ingegneria non è agibile se non è affidabile e sicura. Pertanto i due concetti sono impliciti nel concetto di affidabilità.

Per comodità in questa sede, separiamo il concetto di sicurezza da quello di agibilità. Il concetto di **sicurezza** chiama in causa la resistenza del materiale di cui è composta l'opera, mentre **l'agibilità** chiama in causa le deformazioni della struttura. Quindi si hanno due problemi da risolvere ai fini dell'affidabilità di un'opera ingegneristica:

- la resistenza del materiale che compone la struttura o che fa da supporto ad essa (il terreno); questo perché non possiamo scindere il terreno dall'opera ingegneristica, essi sono un'unica cosa, bisogna vederli come un unico corpo. E'

opportuno, quindi, vedere le interazioni tra opera ingegneristica e terreno che la ospita.

- L'agibilità chiama in causa gli spostamenti della struttura ingegneristica.

Pertanto, dobbiamo obbedire a due criteri, quello di resistenza e quello di agibilità. Se progettiamo le fondazioni di un fabbricato e vediamo che dal punto di vista dei calcoli e di resistenza del terreno che deve ospitare la fondazione, tutto è soddisfatto, (ovvero non abbiamo nessun tipo di problema per il "carico limite" del complesso terreno opera di fondazione dopo aver assunto un determinato coefficiente di sicurezza), non possiamo arrestare la procedura di verifica perché, se completiamo l'edificio senza aver effettuato il calcolo dei cedimenti delle fondazioni, potrebbe capitare che i cedimenti, associati a quel tipo di fondazione e a quel tipo di struttura, non siano compatibili con l'uso del fabbricato.

In definitiva occorre verificare la resistenza del complesso terreno-opera di fondazione e calcolare anche i cedimenti fondali associati a quell'opera ingegneristica. Questo perché, se i cedimenti sono tanto elevati da indurre lesioni nelle tramezzature del fabbricato, è vero che l'opera dal punto di vista di sicurezza rimane integra perché non c'é pericolo per le vite umane, ma è pur vero però che l'edificio non è agibile perché gli spostamenti hanno fessurato le tramezzature e/o le tompagnature del fabbricato.

Andiamo a scoprire meglio cosa bisogna vedere per la **RESISTENZA** del materiale e per gli **SPOSTAMENTI**. In effetti, un ruolo importantissimo lo hanno i carichi; dobbiamo quindi fare attenzione alla determinazione delle forze, dalle quali poi si originano altre forze interne alla struttura, per cui dobbiamo stabilire se queste forze interne possono essere sopportate dal materiale che costituisce la struttura. Per quanto riguarda l'agibilità, dobbiamo determinare gli spostamenti per effetto delle forze esterne applicate.

Sintetizzando quanto detto possiamo costruire una specie di diagramma di flusso:

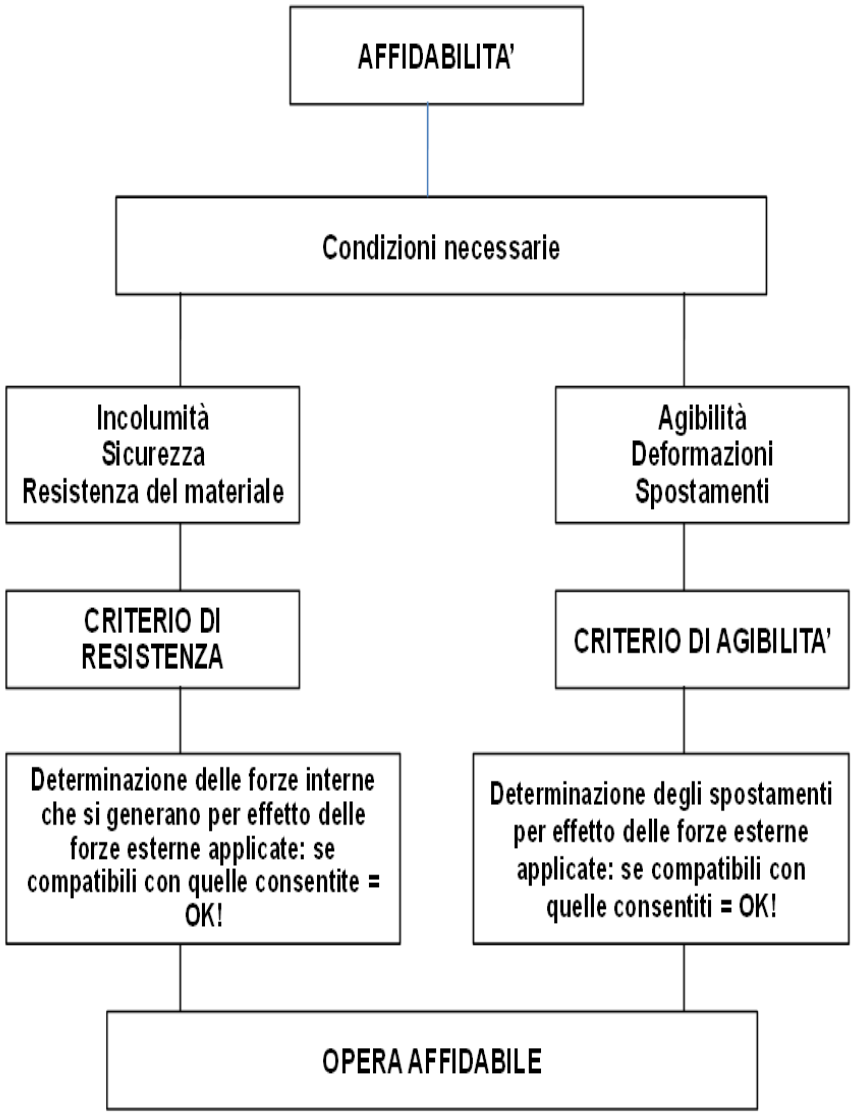


Fig.96 Diagramma di flusso

LE FONDAZIONI

Diversi sono gli elementi che condizionano in modo determinante la progettazione e la realizzazione delle fondazioni, ovvero di quelle strutture interagenti con il terreno. Tra questi la priorità spetta all'interazione terreno-struttura, all'evoluzione delle condizioni del sottosuolo, alla limitata conoscenza delle caratteristiche geomeccaniche del terreno ed alla conoscenza del comportamento strutturale dell'opera da costruire.

Le fondazioni hanno il compito di trasmettere al suolo le sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura e devono essere in grado di resistere alle reazioni del suolo. Si dovrà, pertanto, verificare anche il comportamento del suolo accertando che esso non entri in crisi per effetto dei carichi trasmessi dalle fondazioni.

Per verificare se il suolo va in crisi o meno, occorre calcolare il carico limite del complesso terreno-opera di fondazione ed effettuare ancora il calcolo dei prevedibili cedimenti fondali.

Essendo la problematica abbastanza complessa, così come per il c.a., anche per le opere di fondazione sono state emanate delle Norme a cui i progettisti devono attenersi e precisamente la C.M. n° 3739 del 6-2-1967, il D.M. del 21-1-1981, il D.M. del 2-3-1988 ed in ultimo le NT2008.

L'aspetto comune che si coglie nel leggere queste Norme riguarda i criteri di progetto, da applicare ad un'opera di fondazione da cui in ogni caso non si può prescindere; sintetizzando, essi devono essere i seguenti:

- lo stato di tensione indotto nel terreno deve essere compatibile con le caratteristiche di resistenza del terreno stesso nella situazione iniziale ed in quelle che potranno presumibilmente verificarsi nel tempo.

- gli spostamenti delle strutture di fondazione devono essere tali da non compromettere la statica e la funzionalità delle strutture in elevazione.
- deve essere tenuta in debito conto l'influenza che l'opera in progetto può avere su fondazioni e su costruzioni esistenti nelle vicinanze.

Il progetto deve comprendere:

- indagini, rilievi, studi atti ad individuare e valutare i fattori che possono influire sul comportamento della fondazione;
- scelta del tipo di fondazione;
- verifica di stabilità del complesso terreno-fondazione;
- previsione dei cedimenti e del loro andamento nel tempo;
- scelta dei procedimenti costruttivi;
- verifiche delle strutture e delle opere di fondazione.

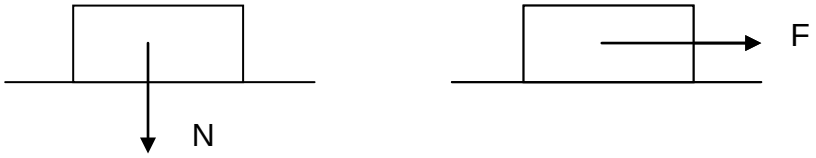
Così come prevedono le Norme tecniche, la fondazione, quindi, per essere accettabile deve essere tale da indurre nel terreno tensioni compatibili con le caratteristiche geomeccaniche del terreno ed indurre spostamenti tali da non compromettere la statica della struttura e la funzionalità dell'opera sovrastante.

Parametri geotecnici

Prima di passare alle indagini vere e proprie per caratterizzare il sottosuolo è opportuno richiamare i fattori intrinseci del terreno che possono influire sul comportamento del complesso terreno-opera di fondazione.

Coefficiente di attrito

fig.97)



Supponiamo di voler spostare un blocco monolitico di peso N lungo un piano di appoggio. Per spostare il blocco, applichiamo ad esso una forza F con direzione parallela al piano di appoggio. Possiamo ripetere l'esperimento facendo aumentare gradatamente F da zero fino ad un valore F_o per il quale il blocco incomincerà a muoversi. Questo valore F_o non è altro che la resistenza di attrito e dipenderà dal peso del blocco e dalla condizione di rugosità tra le due superfici di contatto blocco-piano di appoggio. E' normale che quanto più la superficie di contatto è levigata e lubrificata, tanto minore sarà la forza F_o sufficiente per far muovere il blocco. Possiamo, quindi, affermare che la resistenza di attrito F_o è funzione di un coefficiente di attrito (indicato con f) che dipende dalle condizioni di contatto tra le due superfici oltre che dal peso del blocco (indicato con N).

Pertanto possiamo scrivere che:

$$F_o = f*N$$

ovvero il blocco si muoverà se la forza applicata F sarà maggiore di F_o:

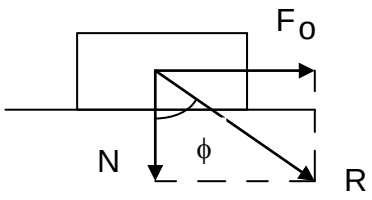
$$F > F_o$$

La condizione di stabilità può essere espressa, quindi, tramite la relazione:

$$f*N >= F$$

Andiamo a vedere adesso come può essere esplicitato graficamente il coefficiente di attrito f

fig.98)



se troviamo la risultante R tra F_o ed N, essa forma con la N un angolo ϕ per cui:

$$f = \frac{F_o}{N} = \frac{R\text{sen}\,\phi}{R\cos\phi} = \text{tg}\,\phi$$

In definitiva possiamo dire che il coefficiente di attrito f è uguale alla tgϕ dove ϕ viene chiamato angolo di attrito.
E' chiaro che, quando la risultante di F ed N forma con la N un angolo maggiore dell'angolo di attrito ϕ, significherà che F è maggiore di F_o , per cui il blocco è in movimento in quanto si è superato l'equilibrio limite $F = F_o$.

Analizziamo adesso il caso in cui il piano di appoggio sia inclinato di un angolo α. Condizione questa molto frequente nella pratica professionale, in quanto si verifica in particolare per la analisi di stabilità di pendii rocciosi.

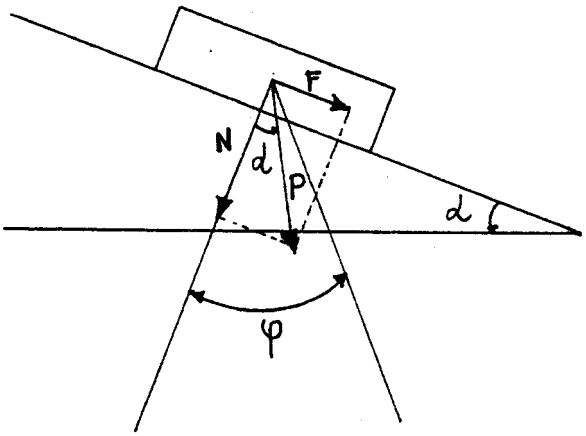


fig.99)

Per lo studio delle condizioni di equilibrio di un blocco lapideo di peso noto P, poggiato su di un piano inclinato di un angolo α rispetto all'orizzontale, le condizioni di equilibrio e di moto rimangono le stesse di quelle che abbiamo visto per il piano orizzontale.

Basta vedere, quindi, qualé la posizione della risultante rispetto all'angolo di attrito ϕ , per sapere se il blocco è in equilibrio o no. L'unica cosa che bisogna tenere presente è che nel caso specifico la risultante non sarebbe altro che il peso P del blocco (vedi fig.99).

Detto ϕ l'angolo di attrito, risulta pacifico che se l'angolo formato da N e P che abbiamo indicato con α è interno a ϕ, il blocco non è soggetto a movimento, per $\alpha>\phi$ il blocco sarà in movimento e per $\alpha=\phi$ avremo la condizione di equilibrio limite.
Dall'osservazione della figura, risulta che l'angolo compreso tra N e P e l'angolo d'inclinazione del piano di scorrimento sono uguali per costruzione, per cui alla luce di ciò deduciamo che il blocco sarà in equilibrio o meno a seconda che l'angolo d'inclinazione α del piano di scorrimento sia minore o maggiore di ϕ.
In ultima analisi, possiamo dire che, se noi poggiassimo un blocco su di un piano la cui inclinazione rispetto all'orizzontale può variare

in modo crescente da 0° a 90°, il blocco su di esso poggiato, incomincerà a scorrere sul piano, quando l'angolo d'inclinazione del piano avrà superato l'angolo di attrito ϕ.

Questo tipo di esperimento risulta validissimo per la determinazione dei parametri da inserire in un eventuale verifica di stabilità di pendii rocciosi. Gli stessi concetti, inoltre, possono essere applicati ai granelli di un cumulo di sabbia, il quale assume la forma di un cono, se viene versato su di un piano orizzontale. L'angolo che la generatrice del cono forma con il piano orizzontale sarà proprio pari all'angolo di attrito ϕ, in quanto per angoli maggiori dell'angolo ϕ i singoli granelli costituenti la sabbia si metterebbero in movimento (fig.100).

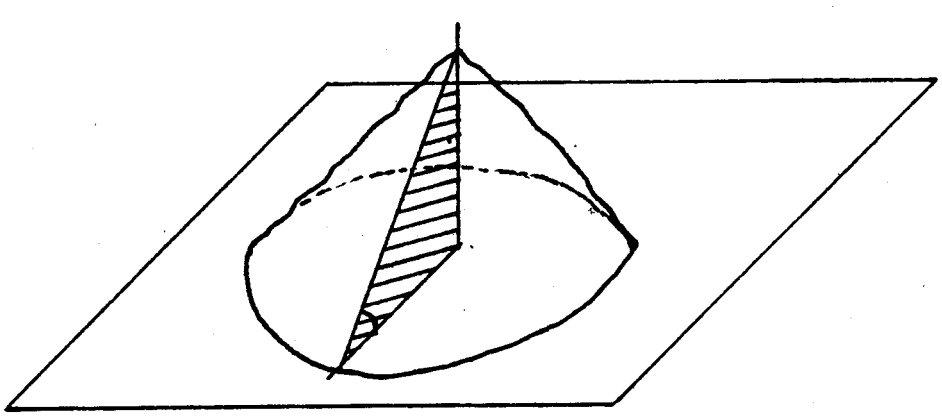


fig.100

Angolo di attrito

L'angolo di attrito è un parametro molto importante per le terre incoerenti (cioè senza coesione). Infatti, se accumuliamo della terra incoerente (ad es. sabbia) su di un piano orizzontale, questa terra assume la forma di un cono e l'angolo formato dalla superficie laterale del cono e il piano orizzontale prende il nome di angolo di

attrito. Sappiamo, inoltre, che il terreno disposto sul piano orizzontale, assume la forma di cono in quanto esiste una certa resistenza (d'attrito) che impedisce il mutuo scorrimento dei granuli che sono a contatto tra loro. Dalla fisica sappiamo, ancora, che la resistenza d'attrito relativa ad un solido poggiante su di un piano orizzontale è tanto più piccola quanto più levigate saranno le superfici (piano orizzontale solido) che vengono a contatto durante lo scorrimento e quanto più è minore la superficie di contatto. Ritornando ai terreni, se i granuli del terreno sono sottoposti ad una certa pressione P, le superfici di contatto tra granello e granello aumentano, per cui la resistenza d'attrito aumenta e sarà direttamente proporzionale alla pressione. In definitiva possiamo dire che la forza d'attrito dipende dalla pressione a cui sono sottoposti i granelli, dalla natura del materiale di cui sono costituite le superfici a contatto e se queste ultime sono levigate o rugose.
La relazione che lega forza d'attrito (F_a) e pressione (P_n) è

$$F_a = f * P_n$$

dove f è il coefficiente d'attrito che è uguale a $f=tg\phi$.

Coesione

La coesione è la proprietà che hanno alcune terre di lasciarsi tagliare quasi a parete verticale senza franare. Essa impedisce il mutuo movimento dei granelli tra loro adiacenti; in effetti, possiamo dire che la coesione è la forza che tiene uniti i vari granuli e si oppone al loro distacco ed è dovuta ad interazioni molecolari che mantengono i granelli aderenti tra loro. Nelle terre, in genere, attrito e coesione coesistono anche se i rapporti di coesistenza sono molto variabili, come nel caso delle sabbie e delle argille.

Nelle prime, infatti, è presente un forte attrito interno ed una coesione talmente bassa che in pratica può ritenersi trascurabile; nelle seconde capita il contrario, cioè l'attrito assume valori bassi e la coesione valori abbastanza alti.

ELEMENTI DI TECNICA DEI SONDAGGI

I N D A G I N I I N S I T O

GENERALITA'

Le finalità delle indagini in sito sono quelle di consentire il prelievo di campioni di terreno e quelle di determinare la costituzione del sottosuolo dal punto di vista geotecnico.

Usualmente esse consistono in saggi di vario tipo: sondaggi, pozzi, trincee o cunicoli di esplorazione.

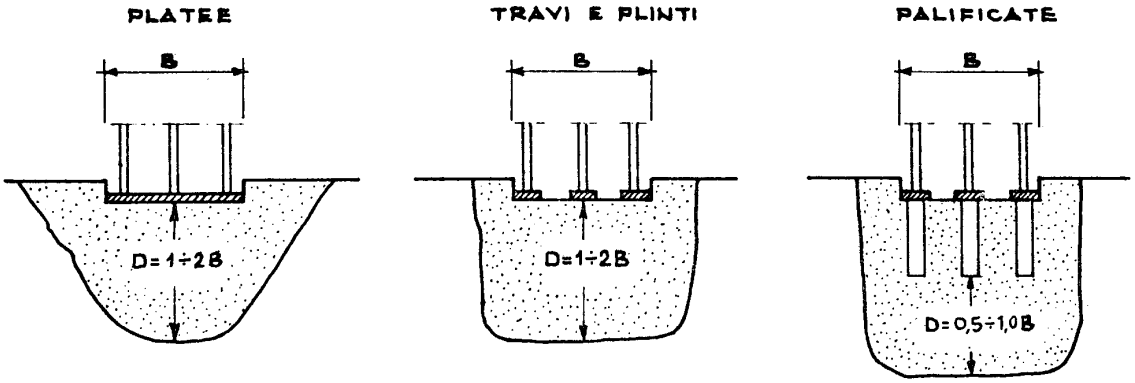
Per edifici di modesta importanza, potrebbe essere sufficiente la descrizione di fronti di scavo e/o trincee esistenti nelle vicinanze dell'opera a costruirsi. Ciò almeno per un primo approccio sul sistema fondale da adottare. Successivamente, se l'opera dovrà essere realizzata, comunque si dovranno effettuare le opportune indagini previste dalla normativa.

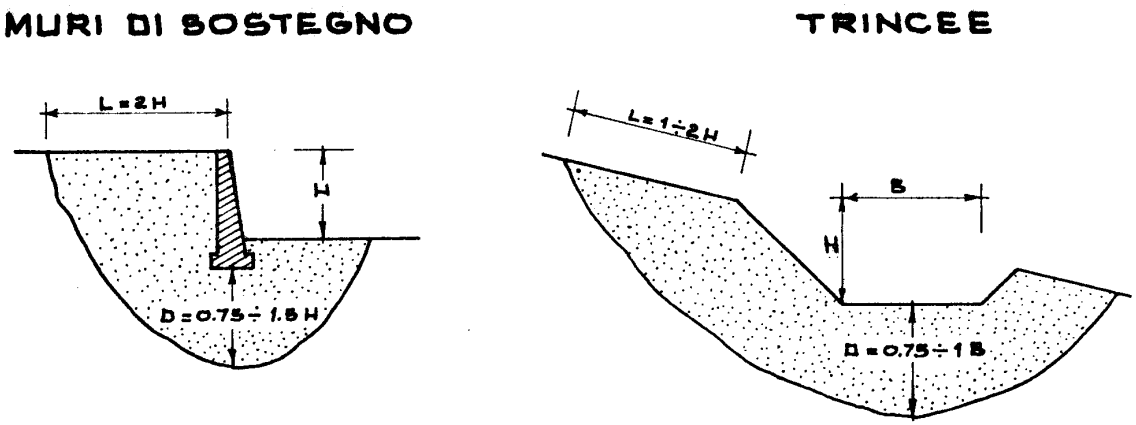
La profondità per le indagini sarà misurata a partire dalla quota più bassa che potrà essere raggiunta dalla fondazione. Così, ad esempio, per una fondazione su pali, la profondità da raggiungere con le indagini sarà misurata a partire dalla estremità inferiore dei pali (dalla punta).

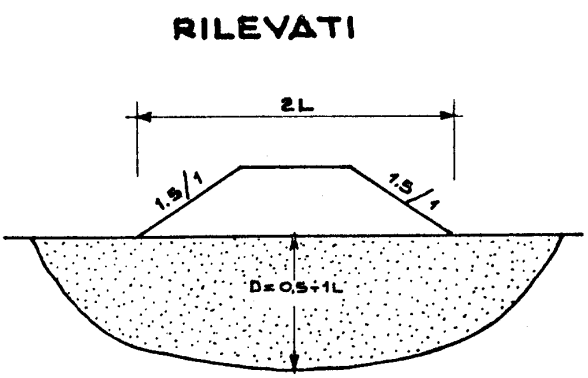
Questa profondità sarà stabilita caso per caso e comunque tenendo conto della forma dell'opera a costruirsi, delle dimensioni, delle tipologie strutturali, dei carichi da trasmettere al suolo e delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione che interagiscono col manufatto.

Per una ulteriore comprensione, adatta allo scopo è la figura seguente tratta dalle raccomandazioni AGI.

FONDAZIONI







- INDICAZIONI SUL VOLUME SIGNIFICATIVO DEL SOTTOSUOLO A SECONDA DEL TIPO E DELLE DIMENSIONI DEL MANUFATTO, NEL CASO DI TERRENO OMOGENEO.

Fig.101

Ovviamente nel caso in cui si riscontrassero terreni particolarmente compressibili e/o sia presumibile la presenza di cavità sotterranee, la profondità esplorativa andrà opportunamente aumentata.

In definitiva lo scopo è quello di individuare e caratterizzare quale volume di terreno influisce sul comportamento delle opere di fondazioni. Questo volume di terreno viene chiamato **Volume Significativo**.

Ovviamente per lo studio di fondazioni particolarmente complesse e/o in terreni franosi, le indagini andranno programmate caso per caso in modo particolareggiato.

Tra le prove in sito nei terreni, particolare importanza assumono i sondaggi. Essi consentono di riconoscere la successione e la natura dei terreni nel sottosuolo e di prelevare campioni rimaneggiati e indisturbati. Possono eseguirsi con attrezzature a percussione oppure a rotazione.

Usualmente i sondaggi a percussione vengono adoperati per profondità non superiori a 30 – 40 metri in terreni incoerenti a grana grossa (sabbia e ghiaia).

I sondaggi a rotazione possono raggiungere profondità notevolmente superiori e possono eseguirsi in pratica in tutti i tipi di terre e rocce.

Fermo restando le indicazioni generali prima menzionate sulla estensione delle indagini, in ogni caso è opportuno eseguire almeno 3 sondaggi per ovvi motivi interpretativi della morfologia del sottosuolo.

In seguito si riportano delle utili tabelle tratte dalle “Raccomandazioni A.G.I.”.

TABELLA

FINALITA'	MEZZI DI INDAGINE		
	DIRETTI		INDIRETTI
profilo stratigrafico	– pozzi * – trincee * – cunicoli * – fori di sondaggio *		Indagini geofisiche (1)
proprietà fisico-meccaniche dei terreni	in laboratorio	-- prove su campioni indisturbati	
	in sito	– prove penetrometriche statiche e dinamiche * – prove scissometriche * – prove pressiometriche – prove di carico su piastra – indagini geofisiche	
misura della pressione neutra	– piezometri *		
permeabilità dei terreni	in laboratorio	– prove su campioni indisturbati	
	in sito	– prove di emungimento da pozzi * – prove con immissione di acqua in pozzetti o in fori di sondaggio *	
verifica dell'impiego di procedimenti tecnologici	– palificate (prove di carico su pali isolati) – impermeabilizzazione (piezometri, prove di permeabilità) – consolidamenti (misura delle proprietà meccaniche mediante prove in situ)		

(*) argomenti trattati nella presente raccomandazione.

(1) i risultati delle indagini geofisiche dovranno sempre essere tarati mediante scavi o perforazioni di sondaggio.

Fig.102

SCELTA DEI METODI DI PERFORAZIONE

1 Metodo di perforazione	2 Utensile di perforazione	3 Diametro usuale	4 Profondità usuale	5 Idoneità per tipo di terreno	6 Non idoneità per tipo di terreno	7 Qualità dei campioni ottenibili direttamente con gli usuali attrezzi di perforazione	8 Classe di qualità corrispondente (Cfr. tab 3.1)
PERCUSSIONE	SONDA A VALVOLA	150-600 mm	60 m	Ghiaia, sabbia limo	Terre coesive tenere o molto consistenti, rocce	Disturbati, dilavati	Q1 (Q2)
	SCALPELLO	150-600 mm	60 m	Tutti i terreni,fino a rocce di media resistenza	Rocce con resistenza alta o molto alta	Fortemente disturbati, dilavati e frantumati	Q1
ROTAZIONE	TUBO CAROTIERE SEMPLICE	75 ÷ 150 mm	50 ÷ 150 m			Generalmente discreta	A secco Q2 (Q3) con circ. acqua o fango Q1 (Q2)
	TUBO CAROTIERE DOPPIO	75 ÷ 150 mm	50 ÷ 150 m	Tutti i terreni escluse terre a grana grossa	Terre a grana grossa(ghiaie, ciottoli etc.)	Generalmente buona	Q 2 (Q 3–Q 4)
	SCALPELLI A DISTRUZIONE, TRICONI, ETC. ATTREZZATURA ROTARY	60 ÷ 300 mm	Praticamente illimitata			Non si ottengono campioni, ma piccoli frammenti di materiale	–
TRIVELLA	SPIRALE A VITE SENZA FINE	Manuale: 50 ÷ 150 mm Meccanica: 100-300 mm	Manuale: 10 m Meccanica: 40 m	Sopra falda: da coesivi a poco coesivi; Sotto falda: coesivi	Terre a grana grossa con elementi $\phi > D/4$; roccia	Disturbati,a volte dilavati sotto falda	Q1 (Q 2–Q 3)

Fig.103

CLASSIFICA DI CANTIERE DELLE TERRE

DIMENSIONI DEI GRANI			CONSISTENZA	
	Caratteristiche generali	Denominazione		
Terre incoerenti o granulari – granuli visibili a occhio nudo; (di dimensioni >0,06 mm) privi di coesione se essiccati	– elementi lapidei di dimensione >2 mm	ghiaia	sciolto	può essere scavato con la pala
	– granuli di dimensione compresa tra 2 mm e 0,06 mm	sabbia	addensato	non è sufficiente la pala per lo scavo
			lievemente cementato	i grani superficiali possono essere asportati con la pressione delle dita; si spezza in blocchi col piccone
Terre coesive – granuli non visibili a occhio nudo (di dimensioni< 0,06 mm)	il materiale si secca rapidamente e può essere sbriciolato con le dita; i pezzi essiccati possiedono coesione ma possono essere facilmente polverizzati con le dita	limo	privo di consistenza	cede acqua comprimendo con le dita; P_p <0,25 kg/cm^2 (25 kN/m^2)
			poco consistente	può essere facilmente modellato con le dita; P_p = 0,25 ÷ 0,5 kg/cm^2 (25 ÷ 50 kN/m^2)
	il materiale è liscio al tatto e plastico; può essere ridotto in cilindretti con le dita eventualmente con l'aggiunta di acqua; si essicca lentamente; si ritira apprezzabilmente nell'essiccarsi; essiccato mostra delle fratture	argilla	moderatamente consistente	può essere modellato solo con forte pressione delle dita; P_p = 0,5 ÷ 1,0 kg/cm^2 (50 ÷ 100 kN/m^2)
			consistente	non può essere modellato con dita; P_p = 1,0 ÷ 2,0 kg/cm^2 (100 ÷ 200 kN/m^2)
			molto consistente	fragile e molto duro; P_p > 2,0 kg/cm^2 (> 200 kN/m^2)
Terre organiche	materiale fibroso organico di colore scuro	torba		

Nota: P_p = resistenza alla penetrazione col penetrometro tascabile

Fig.104

0.002	0.06	2	60	(Φ, mm)
ARGILLA	LIMO	SABBIA	GHIAIA	CIOTTOLI E BLOCCHI

Per classificare un terreno dal punto di vista della granulometria sono necessarie analisi granulometriche di laboratorio.

Fig.105

CLASSIFICA ORIENTATIVA DELLO STATO DI COMPATTEZZA DEI TERRENI INCOERENTI E COESIVI

SABBIE

N	valutazione dello stato di addensamento
0 – 4	sciolto
4 – 10	poco addensato
10 – 30	moderatamente addensato
30 – 50	addensato
> 50	molto addensato

TERRENI COESIVI

N	valutazione della consistenza
< 2	privo di consistenza
2 – 4	poco consistente (molle)
4 – 8	moderatamente consistente
8 – 15	consistente
15 – 30	molto consistente
> 30	estremamente consistente (duro)

Fig.106

ATTREZZATURA DI PERFORAZIONE

Foto attrezzature carotaggio in esecuzione
Foto penetrometro in fase di lavoro
Varie foto di penetrometri

TIPICO SONDAGGIO STRATIGRAFICO

Foto attrezzature

Fig.107 Macchina per carotaggi in fase di lavoro + maglio per prova SPT disposto a terra

Fig.108 Esecuzione di prova SPT in foro

SO.GEO. srl
Indagini Geognostiche
VIA MARTUCCI, 17 81055 S.MARIA C.V. (CE) TEL. e fAX (0823) 843404 797119
Sondaggi Geognostici – C.P.T – C.P.T.U. – Micropali – Tiranti – Prospezioni geofisiche – Georadar – Well Point

RIF. INT.: 0000000001	DATA ELABORAZIONE: [redacted]	DATA INIZIO PERFORAZIONE: [redacted]	DATA FINE PERFORAZIONE: [redacted]
COMMITTENTE: [redacted]		CANTIERE: [redacted] LOC [redacted]	
PERFORAZIONE: S 1	QUOTA BOCCAFORO (m s.l.m.): 733.00	LUNGHEZZA (m): 30.00	INCLINAZIONE (gradi):	SCALA GRAFICA: 1:168
MACCHINA PERFORATRICE: ATLAS COPCO A 32 C			
PERFORATORE RESPONSABILE: [redacted]		TECNICO RESPONSABILE: [redacted]	
NOTE: SPT=Standard Penetration Test. PT=Penetrometro Tascabile. VT=Vane Test. ST=Scissometro Tascabile.			

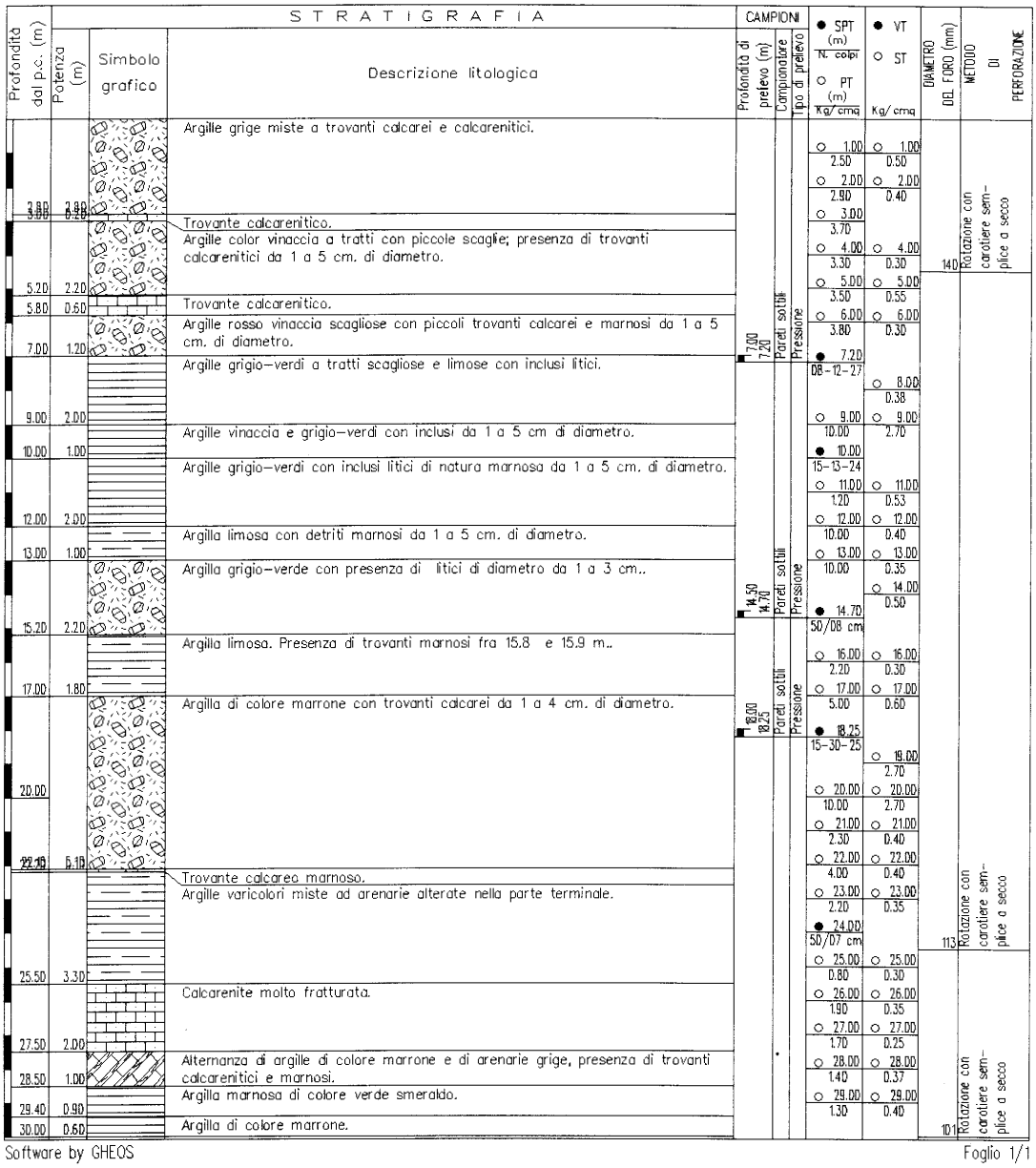


Fig.109 Colonna stratigrafica da carotaggio

Fig.110 Cassette catalogatrici dei carotaggi

CURVE GRANULOMETRICHE

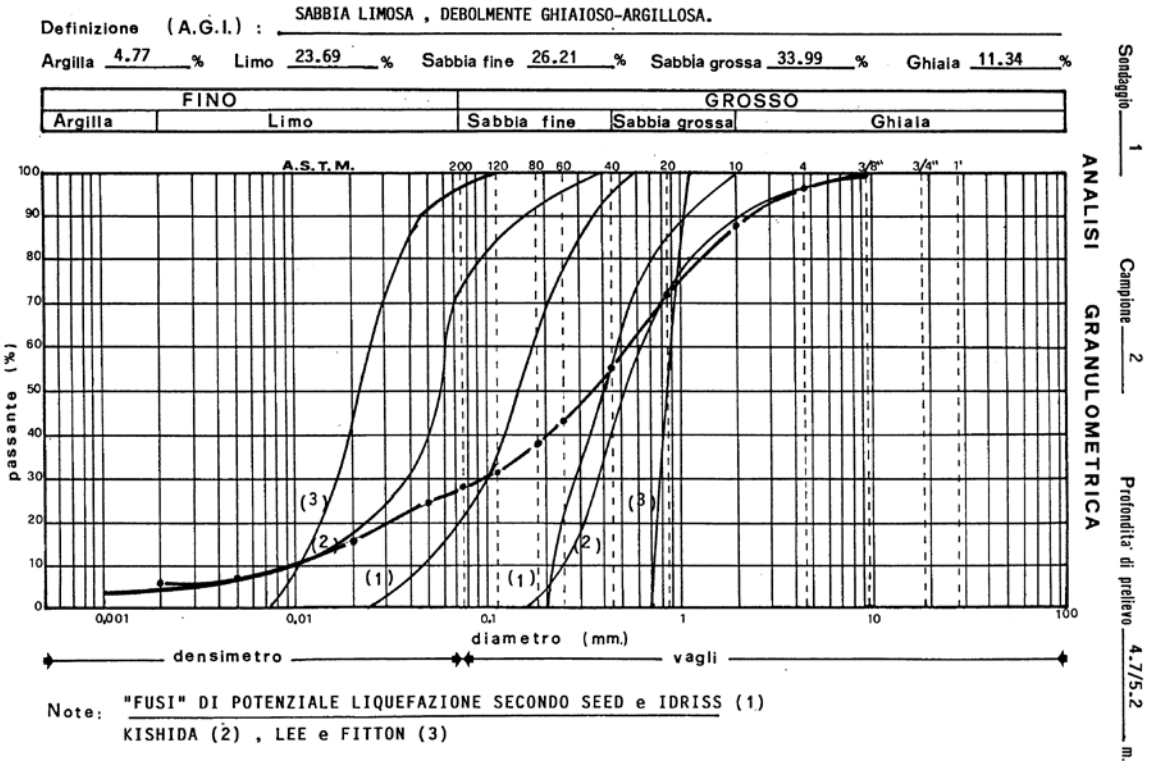


Fig.111 Grafico curve granulometriche

INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE
ESEMPIO DI RELAZIONE PER INDAGINE SISMICA

- *FINALITA' DELLE PROSPEZIONI GEOFISICHE*

Le indagini geofisiche con metodo sismico sono utilissime per poter conseguire un'esplorazione del sottosuolo, consentendo di determinare la stratigrafia sismica del sito con un discreto dettaglio.

Il metodo sismico consiste nello "stimolare" il sottosuolo con delle sorgenti di energia (esplosivi, masse battenti) e nel registrare, ad una certa distanza dalla sorgente la risposta del terreno a queste sollecitazioni per mezzo di opportuni trasduttori detti geofoni.

L'energizzazione del terreno genera diversi tipi di onde, le cui velocità di propagazione dipendono dalle caratteristiche geomeccaniche del mezzo stesso e

dai rapporti geometrici delle litologie presenti. I principali tipi di onde elastiche sono le *Onde Longitudinali Vp e le Onde Trasversali Vs.*

Le onde longitudinali si propagano nella stessa direzione di vibrazione delle particelle, mentre le onde trasversali si propagano in direzione perpendicolare al moto delle particelle.

E' importante sottolineare che le onde sismiche non sono caratterizzate da un trasporto di materia, ma da un trasferimento di energia.

Tenendo presente che lo sforzo impulsivo può ripartirsi in componenti normali e tangenziali, le onde longitudinali sono dette anche " onde di compressione" in quanto generate dalla reazione elastica che si oppone alle variazioni di volume e/o di lunghezza del corpo (componenti normali dello sforzo).

Le onde trasversali, invece, sono anche dette "onde di taglio", in quanto generate da reazioni elastiche che si oppongono alle variazioni di forma del corpo (componenti tangenziali dello sforzo).

Onde di compressione e di taglio sono caratterizzate da differenti velocità di propagazione, risultando sempre Vp>Vs.

- *STRUMENTAZIONE E METODOLOGIE DI CAMPAGNA*

La strumentazione utilizzata per l'esecuzione delle prove sismiche consiste di un sismografo a 12 canali della Geometrics / Nimbus modello ES 1210F Signal Enhancement, alimentato da una batteria da 12 Volts e di un sistema di rilevazione del segnale costituiti da geofoni con frequenza di oscillazione di 14 Hz.

a) SISMOGRAFO:

Il sismografo consente sia l'amplificazione statica che dinamica del segnale. Quella dinamica (regolazione del guadagno) permette di amplificare il segnale nel suo insieme, compreso il rumore di fondo. La statica può essere utilizzata dopo l'acquisizione del segnale per evidenziare maggiormente l'inizio della perturbazione, in quanto opera una variazione di scala delle ordinate

esclusivamente in fase di visualizzazione. Il sismografo è inoltre dotato di un monitor e di una stampante a carta termosensibile. Per esaltare il segnale rispetto al rumore di fondo, è possibile sommare in memoria più tracce riferite alla stessa coppia energizzatore-geofono *(sommatoria sincrona* o *stacking)*

Poiché il rumore è casuale mentre il segnale è costante, tale sommatoria finisce per esaltare quest'ultimo a scapito del disturbo. Inoltre, al fine di ottenere il migliore segnale possibile, lo strumento è dotato di opportuni filtri passa banda.

b) *SISTEMA DI RILEVAZIONE:*

E' costituito da una serie di 12 geofoni della Geometrics modello Sensor con frequenza di oscillazione di 14 Hz, collegati al sismografo per mezzo di un cavo a 24 paia di conduttori fomiti in lunghezze standard, tali da permettere l'esecuzione di profili da 60, 120 e 240 mt. I geofoni vengono messi in opera con il sistema di oscillazione posto verticalmente, in modo da permettere, prevalentemente, la registrazione di onde di compressione YQ.

C} SISTEMA DI ENERGIZZAZIONE:

E' costituito da una piastra metallica quadrata percossa da una mazzola di 10 kg dotata di un trigger che, collegato attraverso un apposito cavo al sismografo, fornisce l'istante di energizzazione (Time -Break). La piastra è posta orizzontalmente sul terreno, ha dimensioni di circa 15 cm per lato, e viene percossa lasciando cadere verticalmente la mazza. Tale energizzazione viene effettuata per evidenziare le onde di compressione Vp.

- *STENDIMENTI SISMICA A RIFRAZIONE*

Lo stendimento di sismica a rifrazione consiste nel porre sul terreno una serie di geofoni allineati ed energizzare agli estremi dello stendimento stesso registrando il tempo di arrivo ai geofono dei primi impulsi rifratti delle onde di compressione Vp.

L'analisi dei dati permette di costruire una Sezione Sismica di lunghezza pari alla lunghezza dello stendimento e profondità direttamente proporzionale alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

Pertanto esse sono utilissime per poter conseguire un' esplorazione dettagliata e continua del sottosuolo; infatti i profili sismici rappresentano un supporto primario di correlazione stratigrafica che generalmente è basata soltanto su un'interpolazione di informazione puntuali, ottenute tramite sondaggi geognostici.

Il metodo di calcolo impiegato per l'interpretazione dei dati di campagna è quello messo a punto da HAGEDOORN e denominato del PlusMinus, che permette una buona risoluzione delle profondità dei rifrattori al disotto di ogni singolo geofono.

I valori delle velocità reali di propagazione delle onde sismiche vengono ottenute dall'analisi delle velocità apparenti ottenute con curve dette DROMOCRONE, costruite ponendo In ascissa le distanze intergeofoniche in metri ed in ordinata i tempi di arrivo, in millesimi di secondo, del primo impulso sismico ad ogni singolo geofono.

Per ogni stendimento sono state eseguite tre energizzazioni: due agli estremi (Profilo coniugato -tempi in andata AB e tempi in ritorno BA), ed uno centrale allo stendimento stesso, (tempi centrali CA e CB).

La distanza di energizzazione dal primo geofono è stata pari alla semidistanza intergeofonica (2.5 metri).

Gli elaborati relativi alle prove eseguite vengono forniti in allegato alla presente relazione.

Su tali elaborati sono riportati i tempi di arrivo delle onde Vp registrati in campagna, le dromocrone dei tempi ed i dati elaborati costituiti dalle profondità dei rifrattori e dalle velocità degli strati individuati.

Inoltre in calce ai certificati è riportata la sezione sismostratigrafica ottenuta

In base alle indicazioni altimetriche del rilievo aereo fotogrammetrico sono state riportate le quote dei geofoni per ogni sezione.

Per tutti i profili le quote del piano campagna e dei rifrattori sono espresse in metri sul livello del mare.

PROFILO SISMICO A RIFRAZIONE

SO. GEO. s.r.l.

Linea n.	I	Profilo n.	1
Lunghezza m.	60	Data	[redacted]
Dist. geofoni m	5		
Dist. scoppio m.	2.50		
Località	[redacted]		
Committente	[redacted]		

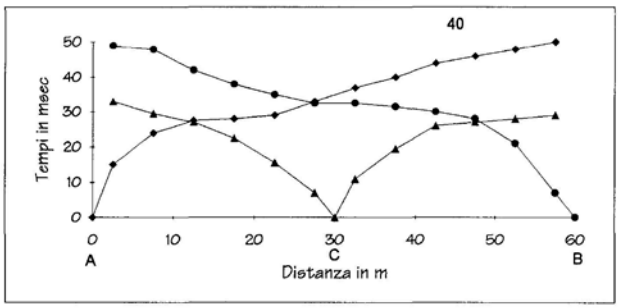
DATI SPERIMENTALI DI CAMPAGNA

Geometria dello stendimento			Tabella tempi-distanze		
Geofono n.	Quota m.s.l.m.	Distanza m	Ritardi AB msec	Ritardi BA msec	Ritardi ACB msec
1	740	2.5	15.0	49.0	33
2	739	7.5	24.0	48.0	29.5
3	738	12.5	27.5	42.0	27
4	737.3	17.5	28.0	38.0	22.5
5	736.6	22.5	29.0	35.0	15.5
6	736	27.5	33.0	32.5	7
7	735.5	32.5	37.0	32.5	11
8	735	37.5	40.0	31.5	19.5
9	734.5	42.5	44.0	30.0	26
10	734	47.5	46.0	28.0	27
11	733.5	52.5	48.0	21.0	28
12	733	57.5	50.0	7.0	29

DATI ELABORATI

Profondità dal p.c.		
Strato I m	Strato II m	Strato III m
5.30	5.30	
4.60	4.60	
4.00	4.00	
2.90	3.90	
2.80	3.60	
2.30	3.80	
8.00	8.00	
7.80	8.00	
6.10	6.30	
5.20	5.70	
4.10	5.70	
1.20	4.60	

DROMOCRONE



VELOCITA' STRATI

Strato I	0.261	Km/sec
Strato II	0.518	Km/sec
Strato III	2.005	Km/sec

SEZIONE SISMOSTRATIGRAFICA

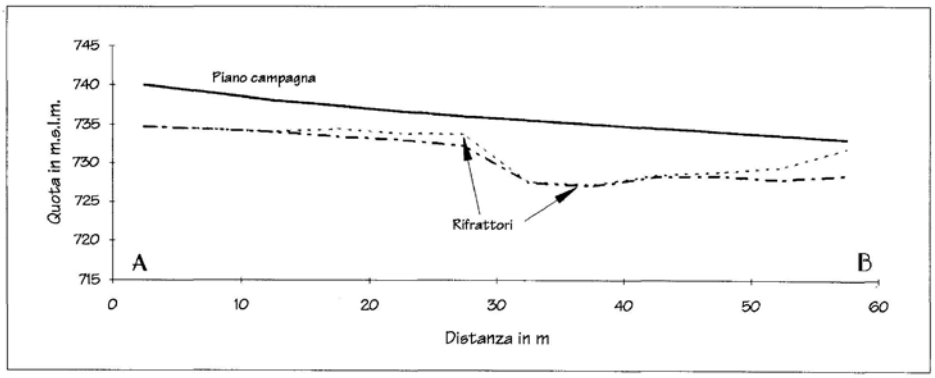


Fig.112 Restituzione profili sismici

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE C.P.T.

Tra le prove in sito più importanti, specialmente in terreni diversamente stratificati, si hanno le prove penetrometriche. Con esse si determina la resistenza all'infissione nel terreno di utensili di forma e dimensioni varie. A seconda delle modalità esecutive si dividono in prove statiche o dinamiche.

Nelle prove statiche la forza necessaria per infiggere l'utensile viene applicata per mezzo di un martinetto idraulico con contrasto ottenuto tramite alettoni ancorati al terreno o tramite zavorra.

Nelle prove dinamiche l'infissione viene ottenuta mediante serie di colpi tramite un maglio che cade verticalmente da un'altezza predeterminata.

Nelle prove statiche la misura della resistenza si ricava dalla forza applicata all'asta del penetrometro; nelle prove dinamiche si ricava dal numero di colpi della massa battente per avere l'infissione per una data lunghezza.

Queste prove forniscono principalmente dati sullo stato di addensamento dei terreni sabbiosi e sulla consistenza di terreni argillosi.

E' consigliabile utilizzare i dati derivanti da prove penetrometriche per il progetto di fondazioni soltanto nelle zone di terreno le cui proprietà siano note ed in ogni caso è opportuno comunque tarare i dati penetrometrici con dati forniti da sondaggi.

L'attendibilità dei risultati di prove penetrometriche è limitata all'ordine di circa 20 metri per quelli dinamici e di 30 metri per quelli statici. Ciò evidentemente per problemi di verticalità della batteria di aste utilizzate a meno che non si disponga di attrezzature in grado di monitorare la verticalità tramite inclinometro.

SCHEMA DEL PENETROMETRO STATICO OLANDESE E DELLE PUNTE

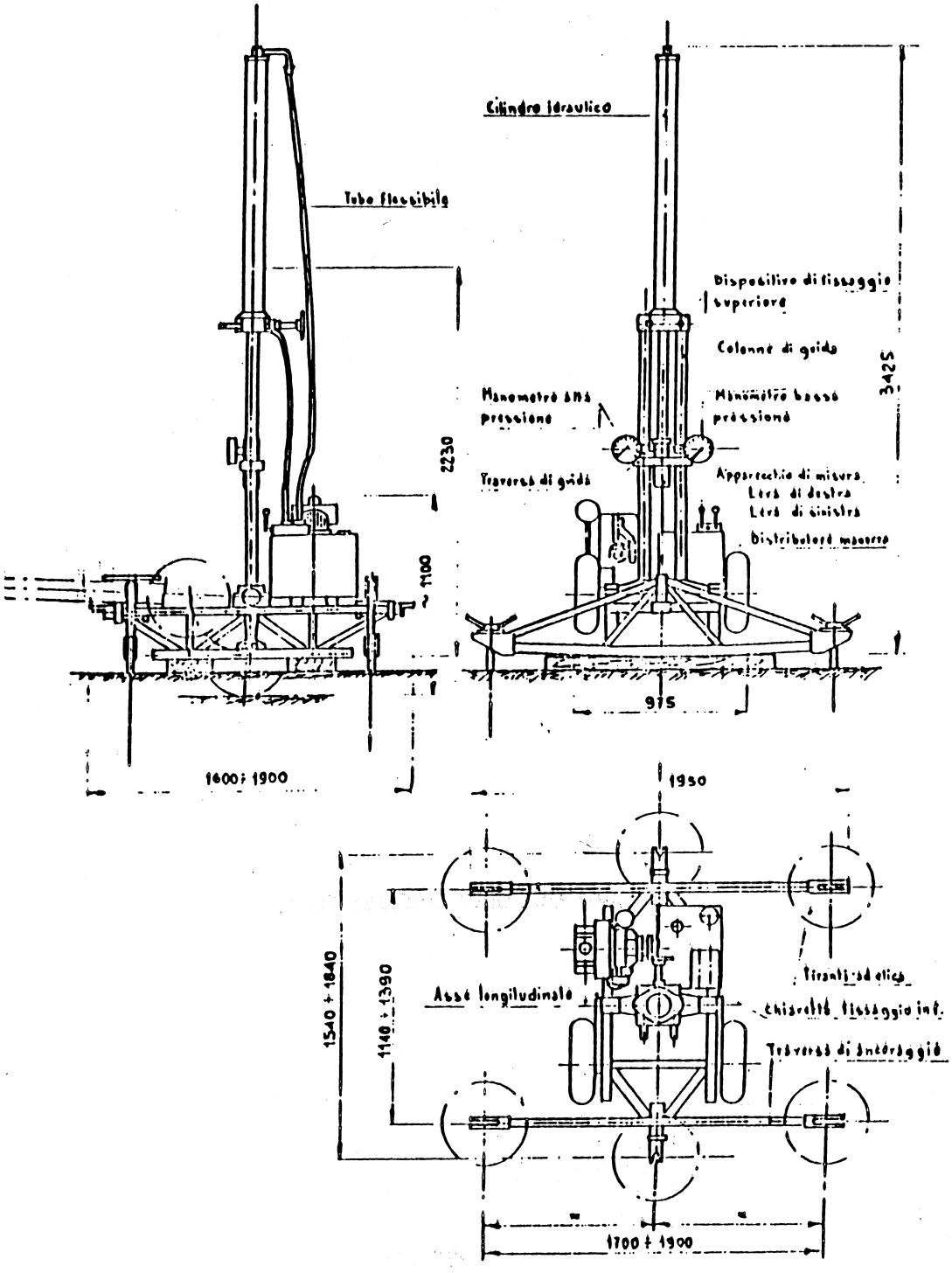
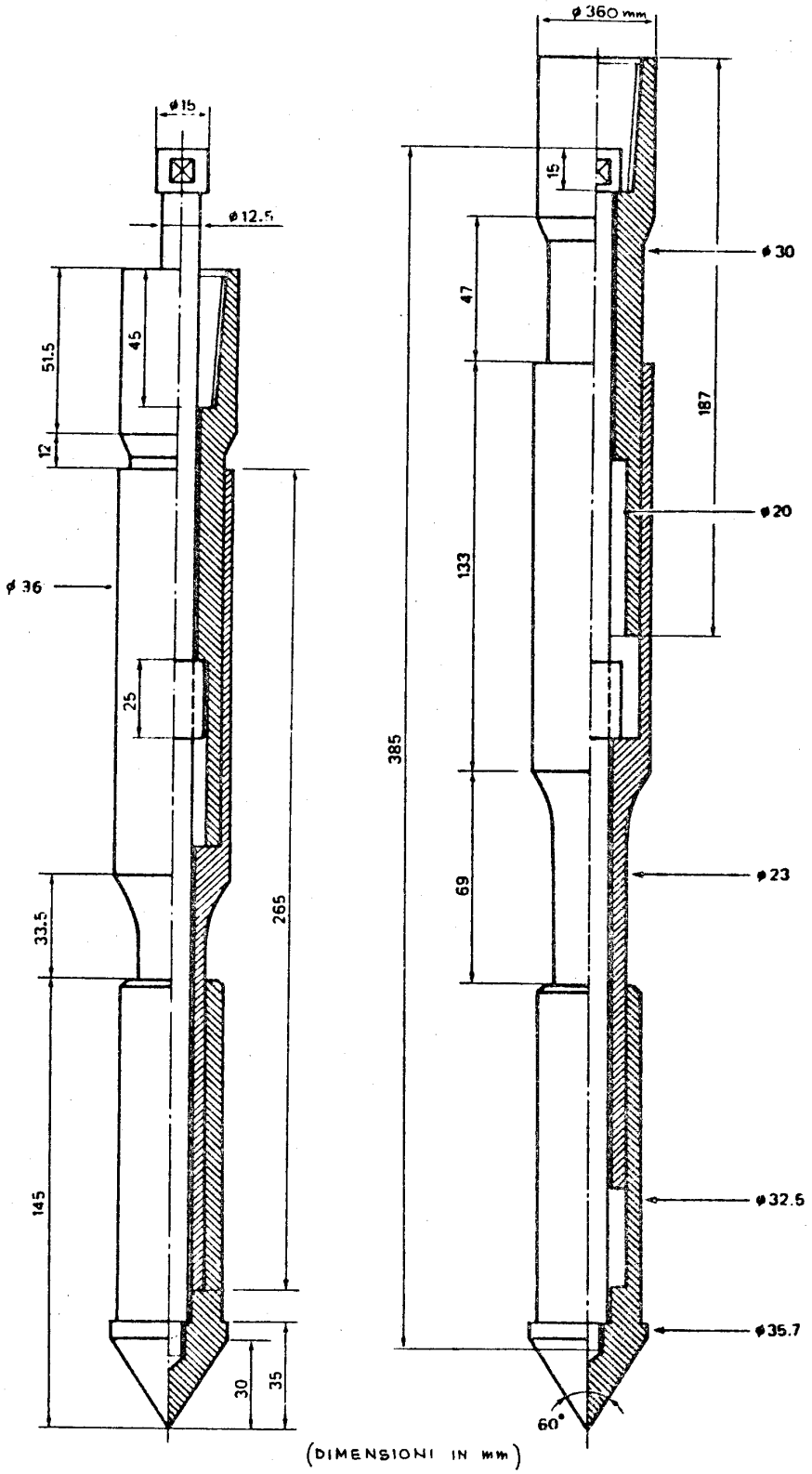


Fig.113 Prima versione del penetrometro statico olandese



- PUNTA PER PENETROMETRO MECCANICO (CON MANICOTTO).

Fig.114

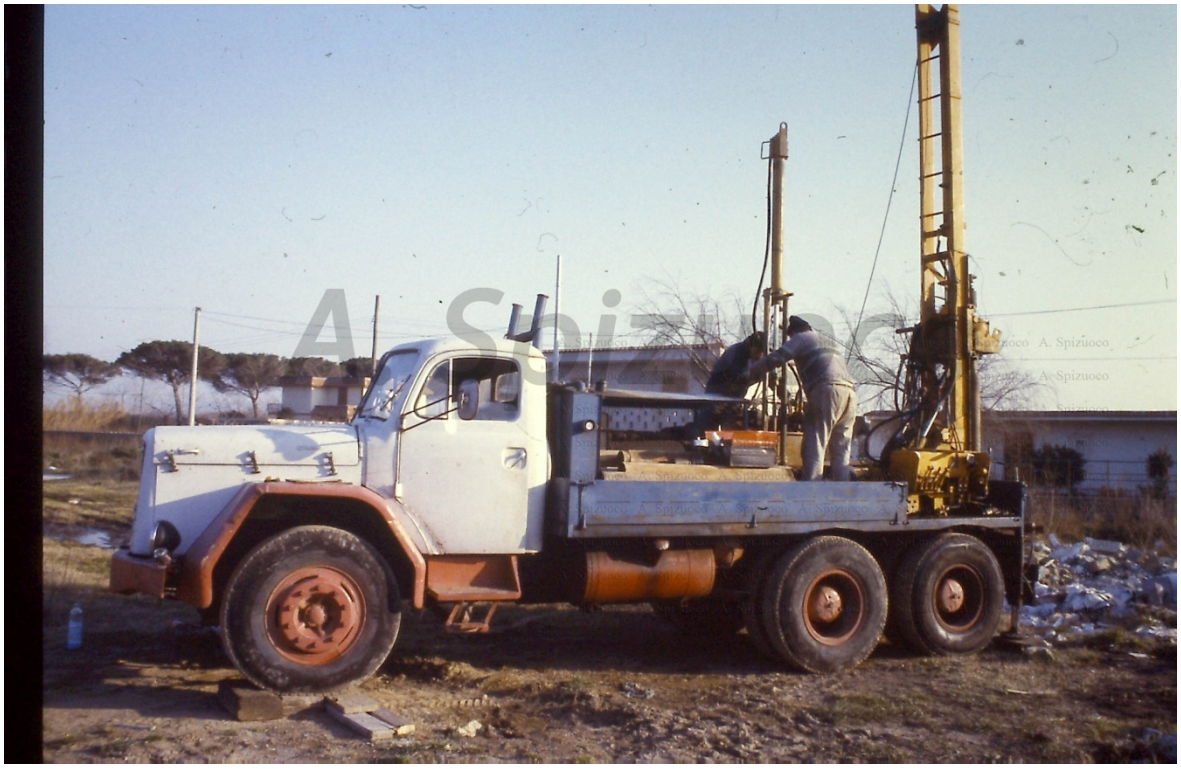


Fig.115 Foto penetrometro in fase di lavoro

fig.116 Punta penetrometro estratta dopo la fase di infissione

Fig.117 Attrezzatura “combi” penetrometro-sonda con carotiere su camion in fase di posizionamento

Fig.118 Dolmen Sunda 20t carrellato

PENETROMETRO DI ULTIMA GENERAZIONE

PENETROMETRO STATICO PAGANI TG 63-200 kN

Per le penetrometrie statiche effettuate mediante l'utilizzo del penetrometro statico PAGANI TG 63-200 KN da venti tonnellate si utilizza una punta meccanica tipo BEGEMANN di 10 cm^2 di sezione che misura, ogni venti centimetri, la Qc (resistenza alla punta), Rll (resistenza laterale locale), Rt (resistenza totale). Tali valori sono rilevati mediante cella di carico di sommità, (classe 0,2) e visualizzati da una centralina elettronica.

Occorre stare molto attenti con penetrometri dotati di centralina digitale di lettura perché essa restituisce sul display in pochissimi secondi una miriade di dati per cui occorre un occhio attento ed

allenato per individuare la I e la II lettuta da trascrivere sui fogli di campagna.

A ciò va aggiunto che spesso gli operatori addetti alla lettura e trascrizione dei dati non trascrivono dati esatti o per poca professionalità e/o per "stanchezza" fisica dell'operatore che è costretto ad un vero "tour de force" per prestare la dovuta attenzione al rilevamento dei dati.

La cosa migliore è quella di imparare a leggere le letture per tenere sotto controllo l'operatore oppure utilizzare i vecchi manometri e/o dinamometri ad orologio analogico "con lancette" che sono molto più semplici per una immediata lettura dei valori o ancora, utilizzare una punta elettrica con registrazione automatica delle letture. In quest'ultimo caso, però, il costo delle prove lievita abbondantemente e poi gli operatori cercano di non spingere la punta a "rifiuto" per timore di rompere la punta elettrica che è molto più delicata di quella esclusivamente meccanica.

Il PAGANI TG 63-200 KN è montato su cingoli di gomma. Effettua prove penetrometriche statiche (CPT) fino a 200 KN di spinta, previo ancoraggio mediante 2 trivelle del diametro di 300 mm che vengono infisse dal penetrometro stesso e recuperate automaticamente a prova terminata.

Si riportano qui di seguito le principali caratteristiche meccaniche del PAGANI TG 63-200KN:

- motore da 18 HP diesel raffreddato ad aria con avviamento elettrico ;
- trasmissione idraulica con motore lento, pompa a portata variabile e distributori tarati ;
- quattro stabilizzatori idraulici ;
- aste di sondaggio per l'esecuzione della prova di lunghezza L = 1.00 m e diametro ϕ = 36 mm ;

Fig.119 Penetrometro “Pagani” in fase di lavoro

Fig.120 Montaggio delle aste di penetrazione

Fig.121 Penetrometro in posizione “compatta” a fine e/o inizio lavoro

ESEMPIO DI INTERPRETAZIONE PROVE PENETROMETRICHE C.P.T.

software by

CENTRO STUDI GEOLOGIA & GEOTECNICA
prof. ing. Angelo Spizuoco
p.zza N. Tofano, 38 tf.081/8441122
80030 San Vitaliano (NA)

****
INTERPETRAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE
****

IL NOME DEL FILE DATI E'=ALAIA01

COMMITTENTE:Papa Maria ed Erminia (Franco Alaia)
DATA: 13/10/2010

PROPRIETA' :Papa Maria ed Erminia

LOCALITA' :Lausdomini piazza Valentino 12 Marigliano (NA)

PROVA PENETROMETRICA N.1

Note:falda rinvenuta a -5.20metri dal p. piazzale; Cu valida da -5.20m.

prof.max.= m 18.4 Intervalli di lettura= m .2

LEGENDA:

1-)	rp	- Resistenza unitaria alla punta	- kg/cmq
2-)	rll	- Resistenza di attrito laterale locale	- kg/cmq
3-)	Z	- Profondita' investigata	- m
4-)	DR	- Densita' relativa	- %
5-)	FI	- Angolo di attrito	- gradi
6-)	Cu	- Coesione non drenata	- kg/cmq
7-)	Es	- Modulo di compressibilita'	- kg/cmq
8-)	v	- Coefficiente di Poisson	-
9-)	Ed	- Modulo di compressibilita' edometrica	- kg/cmq
10)	G	- Modulo di elasticita' tangenziale	- kg/cmq

****
* TABELLA RISULTATI DELLE PROVE DI CAMPAGNA *
* LETTURE DELLE PRESSIONI AI MANOMETRI *
****

Z(m)	I lettura(kg/cmq)	II lettura(kg/cmq)
1.20	11.00	16.00
1.40	11.00	16.00

1.60	28.00	36.00
1.80	14.00	28.00
2.00	12.00	22.00
2.20	14.00	25.00
2.40	20.00	32.00
2.60	31.00	37.00
2.80	40.00	84.00
3.00	75.00	100.00
3.20	270.00	290.00
3.40	121.00	230.00
3.60	139.00	180.00
3.80	77.00	140.00
4.00	17.00	31.00
4.20	10.00	20.00
4.40	17.00	28.00
4.60	26.00	31.00
4.80	24.00	25.00
5.00	6.00	10.00
5.20	4.00	7.00
5.40	3.00	6.00
5.60	6.00	12.00
5.80	28.00	51.00
6.00	61.00	82.00
6.20	9.00	35.00
6.40	102.00	120.00
6.60	42.00	72.00
6.80	20.00	73.00
7.00	29.00	56.00
7.20	19.00	47.00
7.40	60.00	69.00
7.60	149.00	160.00
7.80	63.00	168.00
8.00	12.00	75.00
8.20	14.00	35.00
8.40	35.00	54.00
8.60	56.00	69.00
8.80	44.00	69.00
9.00	51.00	70.00
9.20	41.00	58.00
9.40	20.00	38.00
9.60	20.00	40.00
9.80	66.00	104.00
10.00	99.00	140.00
10.20	128.00	169.00
10.40	221.00	240.00
10.60	265.00	389.00
10.80	175.00	280.00
11.00	16.00	111.00
11.20	20.00	48.00
11.40	58.00	64.00
11.60	55.00	58.00
11.80	130.00	149.00
12.00	39.00	51.00
12.20	19.00	40.00
12.40	19.00	41.00
12.60	29.00	61.00
12.80	107.00	160.00
13.00	126.00	160.00
13.20	112.00	160.00
13.40	120.00	160.00
13.60	99.00	125.00
13.80	112.00	130.00
14.00	119.00	164.00
14.20	180.00	303.00
14.40	191.00	304.00
14.60	166.00	254.00

14.80	24.00	111.00
15.00	112.00	123.00
15.20	77.00	126.00
15.40	30.00	54.00
15.60	230.00	354.00
15.80	44.00	99.00
16.00	35.00	75.00
16.20	114.00	216.00
16.40	118.00	169.00
16.60	91.00	140.00
16.80	26.00	89.00
17.00	87.00	101.00
17.20	82.00	118.00
17.40	44.00	99.00
17.60	35.00	61.00
17.80	133.00	209.00
18.00	268.00	510.00
18.20	201.00	496.00
18.40	500.00	700.00

****
* RESISTENZA ALLA PUNTA *
* RESISTENZA DI ATTRITO LATERALE LOCALE *
****

Z(m)	rp(kg/cmq)	rll(kg/cmq)
1.20	11.00	0.33
1.40	11.00	0.33
1.60	28.00	0.53
1.80	14.00	0.93
2.00	12.00	0.67
2.20	14.00	0.73
2.40	20.00	0.80
2.60	31.00	0.40
2.80	40.00	2.93
3.00	75.00	1.67
3.20	270.00	1.33
3.40	121.00	7.27
3.60	139.00	2.73
3.80	77.00	4.20
4.00	17.00	0.93
4.20	10.00	0.67
4.40	17.00	0.73
4.60	26.00	0.33
4.80	24.00	0.07
5.00	6.00	0.27
5.20	4.00	0.20
5.40	3.00	0.20
5.60	6.00	0.40
5.80	28.00	1.53
6.00	61.00	1.40
6.20	9.00	1.73
6.40	102.00	1.20
6.60	42.00	2.00
6.80	20.00	3.53
7.00	29.00	1.80
7.20	19.00	1.87
7.40	60.00	0.60
7.60	149.00	0.73
7.80	63.00	7.00
8.00	12.00	4.20
8.20	14.00	1.40

8.40	35.00	1.27
8.60	56.00	0.87
8.80	44.00	1.67
9.00	51.00	1.27
9.20	41.00	1.13
9.40	20.00	1.20
9.60	20.00	1.33
9.80	66.00	2.53
10.00	99.00	2.73
10.20	128.00	2.73
10.40	221.00	1.27
10.60	265.00	8.27
10.80	175.00	7.00
11.00	16.00	6.33
11.20	20.00	1.87
11.40	58.00	0.40
11.60	55.00	0.20
11.80	130.00	1.27
12.00	39.00	0.80
12.20	19.00	1.40
12.40	19.00	1.47
12.60	29.00	2.13
12.80	107.00	3.53
13.00	126.00	2.27
13.20	112.00	3.20
13.40	120.00	2.67
13.60	99.00	1.73
13.80	112.00	1.20
14.00	119.00	3.00
14.20	180.00	8.20
14.40	191.00	7.53
14.60	166.00	5.87
14.80	24.00	5.80
15.00	112.00	0.73
15.20	77.00	3.27
15.40	30.00	1.60
15.60	230.00	8.27
15.80	44.00	3.67
16.00	35.00	2.67
16.20	114.00	6.80
16.40	118.00	3.40
16.60	91.00	3.27
16.80	26.00	4.20
17.00	87.00	0.93
17.20	82.00	2.40
17.40	44.00	3.67
17.60	35.00	1.73
17.80	133.00	5.07
18.00	268.00	16.13
18.20	201.00	19.67
18.40	500.00	13.33

****
* STRATIMETRIA E PARAMETRI GEOTECNICI *
****

Z	NATURA TERRENO	DR	FI	Cu	Es	v	Ed	G
1.20	SABBIA L.OSA-A.OSA	27.8	26.5	0.22	24	0.36	39	9
1.40	SABBIA L.OSA-A.OSA	27.8	26.5	0.22	24	0.36	39	9
1.60	SABBIA L.OSA	36.6	31.0		63	0.33	93	24
1.80	ARGILLA L.OSA		22.5	0.62	70	0.38	132	25
2.00	LIMO A.OSO		23.5	0.44	60	0.38	109	22
2.20	LIMO A.OSO		24.0	0.49	70	0.37	125	26
2.40	LIMO S.OSO-A.OSO		25.5	0.53	80	0.36	136	29

2.60	SABBIA	31.2	32.5		68	0.32	96	26
2.80	ARGILLA L.OSA		22.5	1.96	80	0.38	151	29
3.00	SABBIA L.OSA	57.9	31.5		200	0.32	290	76
3.20	GHIAIA	53.7	45.0		307	0.23	353	125
3.40	LIMO A.OSO		25.5	4.85	242	0.36	412	89
3.60	SABBIA L.OSA	67.1	33.5		403	0.31	558	154
3.80	LIMO A.OSO		25.0	2.80	154	0.37	267	56
4.00	LIMO A.OSO		24.5	0.62	78	0.37	138	29
4.20	ARGILLA L.OSA		22.5	0.44	50	0.38	95	18
4.40	LIMO S.OSO-A.OSO		25.0	0.49	78	0.37	135	29
4.60	SABBIA	27.8	33.0		56	0.31	78	21
4.80	GHIAIA	-2.2	40.5		191	0.26	234	76
5.00	LIMO S.OSO-A.OSO		25.0	0.18	41	0.37	71	15
5.20	LIMO A.OSO		23.5	0.13	33	0.38	59	12
5.40	ARGILLA L.OSA		22.0	0.13	26	0.38	51	9
5.60	ARGILLA L.OSA		23.0	0.27	41	0.38	77	15
5.80	LIMO A.OSO		24.0	1.02	67	0.37	120	24
6.00	SABBIA L.OSA	54.6	31.0		158	0.33	232	60
6.20	TORBA		17.5	1.16	45	0.41	106	16
6.40	SABBIA G.OSA	51.7	35.5		276	0.30	366	106
6.60	LIMO A.OSO		26.0	1.33	84	0.36	141	31
6.80	TORBA		17.5	2.36	80	0.41	188	28
7.00	ARGILLA L.OSA		23.5	1.20	64	0.38	116	23
7.20	ARGILLA		21.5	1.25	80	0.39	157	29
7.40	SABBIA G.OSA	38.8	36.0		236	0.29	311	91
7.60	GHIAIA	42.5	43.0		250	0.24	295	101
7.80	ARGILLA		21.0	4.67	126	0.39	253	45
8.00	TORBA		14.5	2.80	60	0.43	168	21
8.20	ARGILLA		20.5	0.93	70	0.39	143	25
8.40	LIMO S.OSO-A.OSO		27.5	0.84	70	0.35	112	26
8.60	SABBIA	45.7	32.5		135	0.32	191	51
8.80	LIMO S.OSO-A.OSO		27.5	1.11	88	0.35	141	33
9.00	SABBIA L.OSA-A.OSA	52.7	29.5	0.84	130	0.34	198	49
9.20	SABBIA L.OSA-A.OSA	50.7	28.5	0.76	103	0.34	161	38
9.40	LIMO A.OSO		24.0	0.80	80	0.37	143	29
9.60	ARGILLA L.OSA		23.5	0.89	80	0.38	146	29
9.80	LIMO S.OSO-A.OSO		27.0	1.69	132	0.35	215	49
10.00	SABBIA L.OSA-A.OSA	67.1	30.5	1.82	287	0.33	425	108
10.20	SABBIA L.OSA	67.1	32.0		371	0.32	531	141
10.40	GHIAIA	52.7	42.5		284	0.24	337	114
10.60	SABBIA L.OSA-A.OSA	87.8	31.5	5.51	938	0.32	1357	355
10.80	LIMO S.OSO-A.OSO		29.0	4.67	350	0.34	539	131
11.00	TORBA		14.5	4.22	77	0.43	215	27
11.20	ARGILLA		21.0	1.25	80	0.39	161	29
11.40	GHIAIA S.OSA	31.2	37.5		216	0.28	277	84
11.60	GHIAIA	18.3	41.0		206	0.26	250	82
11.80	SABBIA G.OSA	52.7	38.0		302	0.28	384	118
12.00	SABBIA L.OSA	44.2	31.0		93	0.33	136	35
12.20	ARGILLA L.OSA		23.0	0.93	80	0.38	148	29
12.40	ARGILLA L.OSA		22.0	0.98	80	0.38	154	29
12.60	ARGILLA L.OSA		22.5	1.42	64	0.38	121	23
12.80	LIMO S.OSO-A.OSO		29.5	2.36	214	0.34	325	80
13.00	SABBIA L.OSA	63.6	33.0		354	0.31	495	135
13.20	SABBIA L.OSA-A.OSA	70.0	30.5	2.13	334	0.33	495	126
13.40	SABBIA L.OSA	66.6	31.5		347	0.32	501	131
13.60	SABBIA L.OSA	58.6	33.5		266	0.31	368	102
13.80	SABBIA G.OSA	51.7	37.0		285	0.28	369	111
14.00	SABBIA L.OSA-A.OSA	68.8	31.5	2.00	351	0.32	507	133
14.20	LIMO A.OSO		28.0	5.47	360	0.35	569	134
14.40	LIMO S.OSO-A.OSO		29.0	5.02	382	0.34	588	143
14.60	LIMO S.OSO-A.OSO		29.0	3.91	332	0.34	511	124
14.80	TORBA		16.5	3.87	77	0.42	191	27
15.00	GHIAIA S.OSA	42.5	39.5		250	0.27	310	99
15.20	LIMO S.OSO-A.OSO		26.5	2.18	154	0.36	254	57
15.40	LIMO A.OSO		25.0	1.07	60	0.37	104	22
15.60	LIMO S.OSO-A.OSO		30.0	5.51	460	0.33	690	173

15.80	ARGILLA L.OSA		22.5	2.45	88	0.38	166	32
16.00	ARGILLA L.OSA		23.0	1.78	70	0.38	130	25
16.20	LIMO A.OSO		25.5	4.54	228	0.36	389	84
16.40	SABBIA L.OSA-A.OSA	71.2	30.5	2.27	356	0.33	527	134
16.60	LIMO S.OSO-A.OSO		28.0	2.18	182	0.35	288	68
16.80	ARGILLA T.OSA		18.0	2.80	73	0.41	167	26
17.00	SABBIA G.OSA	47.0	36.5		262	0.29	341	102
17.20	SABBIA L.OSA-A.OSA	64.7	30.0	1.60	233	0.33	349	87
17.40	ARGILLA L.OSA		22.5	2.45	88	0.38	166	32
17.60	LIMO A.OSO		25.5	1.16	70	0.36	119	26
17.80	LIMO S.OSO-A.OSO		28.0	3.38	266	0.35	421	99
18.00	LIMO A.OSO		25.5	10.76	536	0.36	914	197
18.20	ARGILLA		21.5	13.12	402	0.39	790	145
18.40	SABBIA L.OSA-A.OSA	96.7	34.0	8.89	1935	0.31	2650	741

software by

****

CENTRO STUDI geologia & geotecnica - prof.ing. Angelo Spizuoco
p.za N.Tofano, 38 - 80030 San Vitaliano (NA) tf. 081/8441122

****

Note:

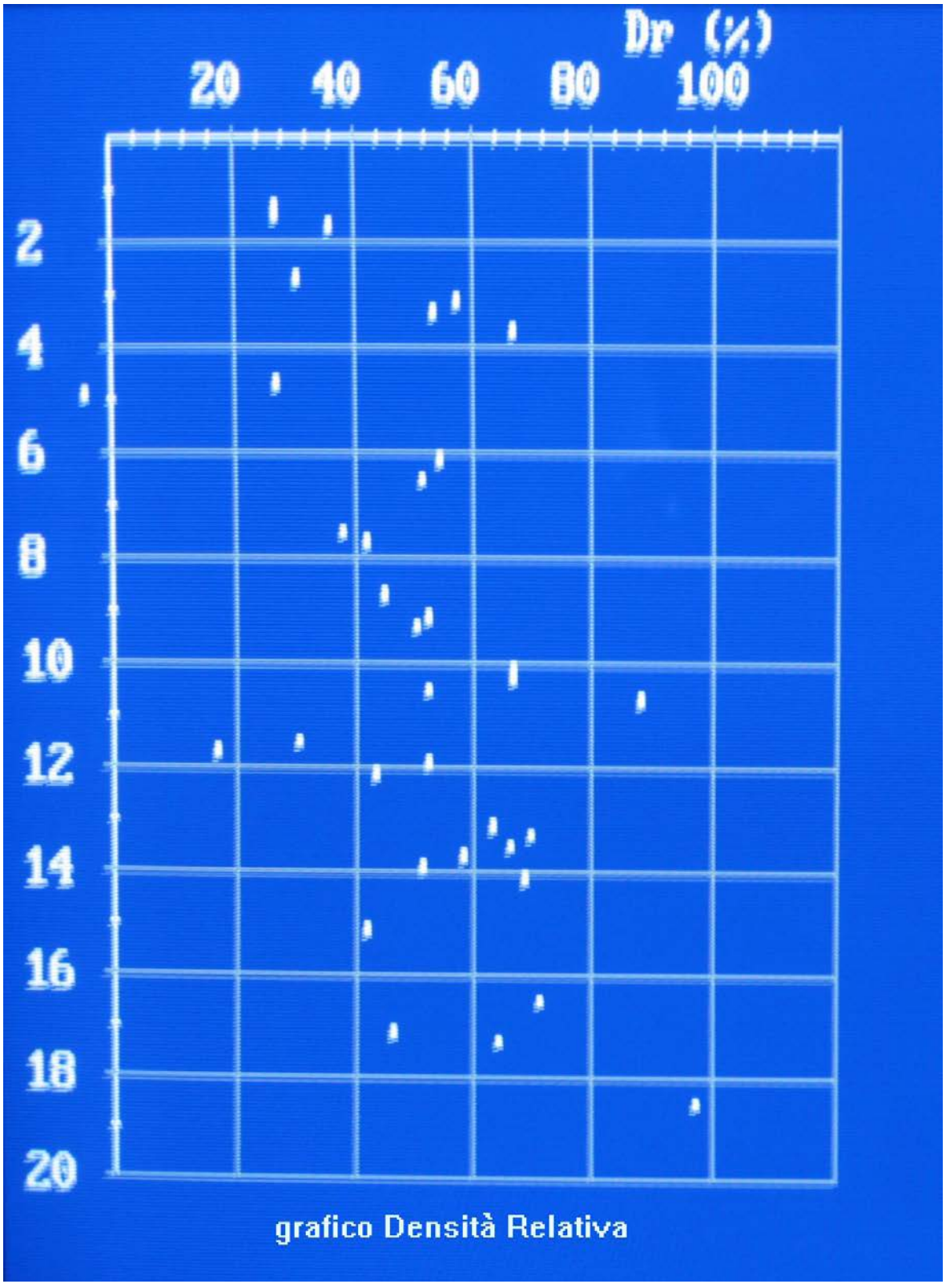


Fig.122 Grafico densità relativa

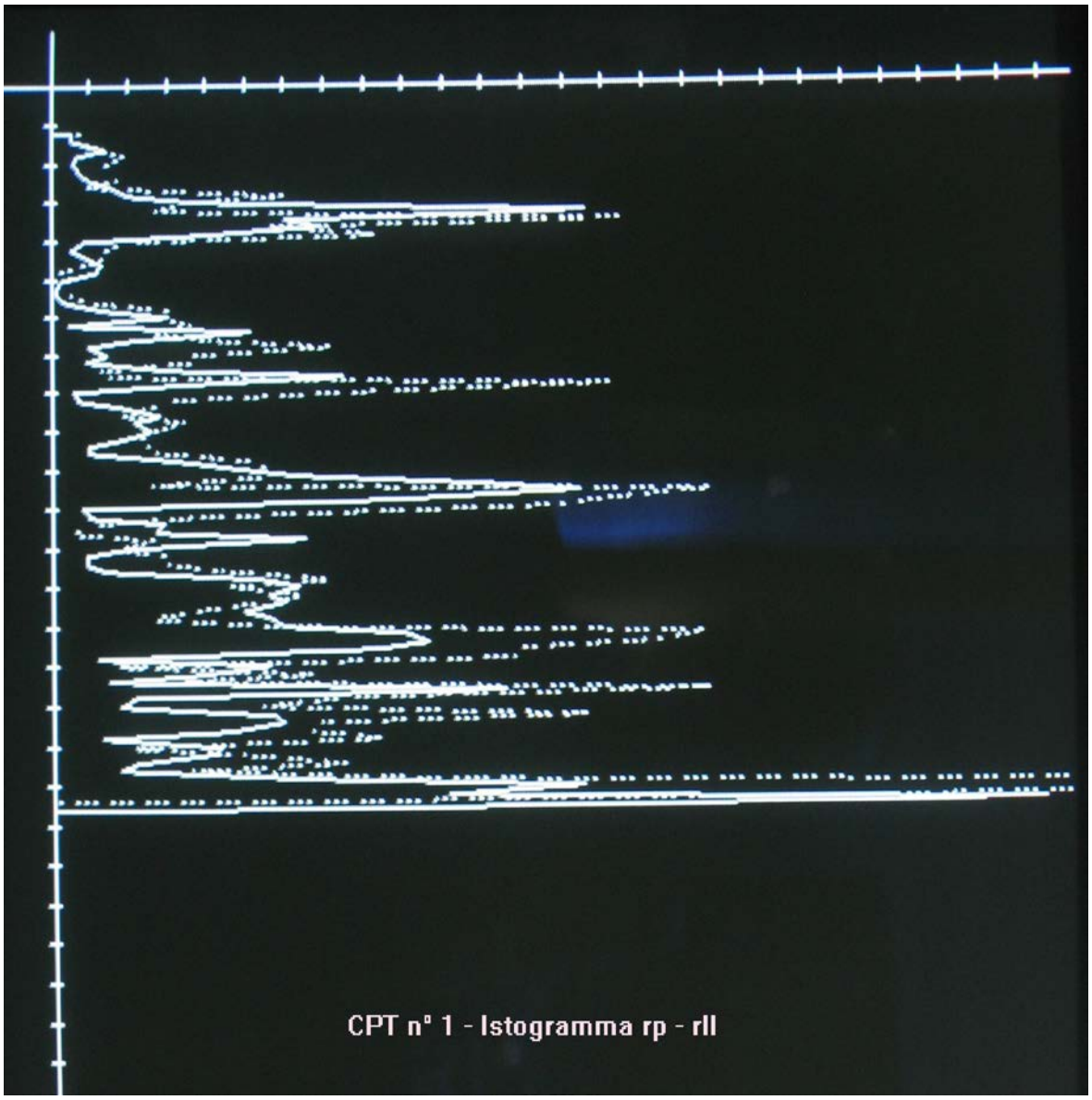


Fig.123 Istogramma rp - rll

```
*****************************************************
*    ISTOGRAMMI RESISTENZA UNITARIA ALLA PUNTA      *
*     &  RESISTENZA DI ATTRITO LATERALE LOCALE      *
*     SU            PROFONDITA'                     *
*****************************************************
```

```
----------------------------
UNITA' DI MISURA:
RESISTENZA UNITARIA ALLA PUNTA: un segmento =        20   kg/cmq
RESISTENZA DI ATTRITO LATERALE LOCALE: un segmento = 0.25 kg/cmq
PROFONDITA': un segmento =                           1 m
rp  = ------
rll = ......
```

```
                          software  by
  ************************************************************
  CENTRO STUDI geologia & geotecnica - prof.ing. Angelo Spizuoco
  p.za N.Tofano, 38  - 80030 San Vitaliano (NA)  tf. 081/8441122
  ************************************************************
```

Note:

software by

CENTRO STUDI GEOLOGIA & GEOTECNICA
prof. ing. Angelo Spizuoco
p.za N. Tofano, 38 tf.081/8441122
80030 San Vitaliano (NA)

****
INTERPETRAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE
****

RELAZIONE

-GENERALITA'
==========

La prova penetrometrica statica (C.P.T.=Cone Penetration Test) consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni e caratteristiche standard, infissa verticalmente e a velocita' costante nel terreno.
La strumentazione di base e' costituita da una punta, un dispositivo di spinta ed un dispositivo di misura.
La punta (tipo Begemann), di forma conica, ha un diametro di 37.5 mm alla base con angolo di apertura del cono pari a 60 gradi. E' sormontata da un manicotto, anch'esso di dimensioni standard (con una superficie laterale di 150 cmq) che consente la lettura dell'attrito laterale locale del terreno. Le aste cave hanno un diametro esterno di 36.00 mm.
Per ridurre l'attrito del terreno lungo la batteria di aste e facilitare quindi l'approfondimento a parita' di spinta disponibile, si puo' installare un anello allargatore al primo tubo di rivestimento.
Il dispositivo di spinta e' costituito da un martinetto idraulico in grado di esercitare, sulla batteria di aste, una data pressione. Tale dispositivo deve essere opportunamente ancorato e/o zavorrato al suolo in modo da non muoversi rispetto al piano di lavoro durante l'infissione (in genere il contrasto e' dato dall'ancoraggio mediante quattro o sei viti

elicoidali); inoltre deve essere posizionato in modo tale da garantire la verticalita' iniziale della spinta sulle aste cave (deviazione della verticale <= 2%). La penetrazione del sistema aste piu' punta deve avvenire ad una velocita' costante pari a 2 cm/sec., indipendentemente dalla resistenza opposta al terreno.

Il dispositivo di misura valuta lo sforzo necessario alla punta per la penetrazione nel terreno. Esso e' costituito da due manometri aventi diametro, divisioni e fondo scala adeguati (una regolazione preliminare consente di escludere automaticamente il piu' sensibile quando sia raggiunto il limite cautelativo fissato).

L'esecuzione di prove penetrometriche statiche (C.P.T.) in ogni caso, ha indubbi vantaggi:

- informazione continua sul terreno indagato senza essere sensibilmente influenzata dalle modalita' esecutive.
- accuratezza e comparabilita' dei dati per la loro interpetrazione.
- eliminazione di tutte le incognite connesse alla valutazione diretta della pressione di rottura del terreno.
- razionalita' dei criteri interpetrativi, applicabili ad una ampia gamma di terreni, che si estende dalle argille alle sabbie con ghiaia.

-MODALITA' ESECUTIVE
==========

La punta conica viene infissa nel terreno dal dispositivo di spinta che sovrasta la batteria di aste. La spinta generata agisce alternativamente sulla batteria di aste interne e su quella di aste cave esterne; la prova, quindi, e' generalmente <discontinua> e le misure di resistenza vengono di norma eseguite ed annotate ogni 20 cm. di penetrazione.

In sintesi, un ciclo di letture effettuato da un penetrometro con punta <Tipo Begemann> da' le seguenti informazioni:

- una prima lettura ai manometri, corrispondente ai primi 4 cm di avanzamento della sola punta, fornisce il valore della pressione che il terreno oppone all'avanzamento della punta.
- una seconda lettura, corrispondente ad altri 4 cm. di avanzamento del complesso punta + manicotto, fornisce il valore della pressione intesa come somma di resistenza alla punta ed attrito laterale sul manicotto.
- una terza lettura, corrispondente ad ulteriori 12 cm. di avanzamento di tutta la batteria (punta + manicotto d'attrito laterale locale + attrito lungo tutta la batteria di aste), fornisce la pressione totale esercitata sull'intero sistema.

-LIMITI ESECUTIVI

Le prove penetrometriche di tipo statico non vengono di norma spinte oltre la profondita' di 60 m. dalla superficie del suolo e possono essere eseguite in tutti i tipi di terreno sciolto, compreso tra argille e sabbie a grana grossa.

L'arresto delle prove prima della suddetta profondita' o comunque della <profondita' preventivata> puo' essere causato da uno dei seguenti motivi:

- raggiungimento di un <trovante> litoide o terreno addensato o ghiaia grossolana addensata in grado di far registrare le pressioni limite al dispositivo di misura (fondo scala a circa 500 kg/cmq.;
- raggiungimento del fondo scala dell'attrito laterale locale (circa 5 kg/cmq.), con punta standard;
- raggiungimento dello sforzo massimo consentito dal dispositivo di spinta;
- raggiungimento di una deviazione massima della verticale pari a 10 - 15 gradi;

-METODOLOGIA DI INTERPETRAZIONE DATI C.P.T.

I dati ottenuti, opportunamente interpetrati danno valide informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei terreni investigati, oltre a fornire una stratigrafia di massima degli stessi.

Dal punto di vista qualitativo, l'andamento della variazione della resistenza alla punta con la profondita' consente di individuare nel sottosuolo la presenza di strati di terreno con consistenza bassa o molto bassa.

Per quanto concerne la classificazione dei terreni, valori molto bassi della resistenza alla punta, indicano quasi sicuramente dei terreni coesivi limo-argillosi e quelli elevati fanno presupporre delle formazioni incoerenti sabbiose o ghiaiose. Ma nei casi intermedi la stessa resistenza puo' riferirsi ad una varieta' di terreni che si estende dalle sabbie sciolte alle compatte.

Per un riconoscimento di massima dei terreni attraversati si utilizza il rapporto di frizione < F >.

Dal rapporto < F >, quindi, e' possibile mediante correlazioni empiriche (Begemann) risalire con una certa approssimazione alla natura dei terreni attraversati. Va precisato che tali correlazioni hanno significato solo locale e solo se correlate statisticamente a prove di laboratorio.

Nell'interpetrazione quantitativa dei risultati delle prove penetrometriche bisogna tener conto che queste sono assimilabili a prove rapide in condizioni di drenaggio impedito. Le misure di resistenza alla penetrazione in terreni argillosi consentono, quindi, una stima del valore della resistenza al taglio in tali condizioni (coesione cu). Nei terreni sabbiosi e' possibile valutare lo stato di addensamento e, in particolari condizioni, anche il valore dell'angolo di attrito.

Si segnala, a tal proposito, che l'allegata interpetrazione dei parametri geotecnici, e' stata effettuata associando i valori di rp ed rll a parametri tarati su indagini effettuate dal Centro Studi Geologia & Geotecnica. Risulta pacifico, pertanto, che tale interpetrazione e' puramente soggettiva, per cui il programma riportando in allegato sia le letture di campagna che i valori di rp ed rll, lascia al progettista la scelta di adottare i parametri geotecnici indicati oppure di assumere i parametri che egli stesso ritiene piu' opportuni.
L'interpetrazione, comunque, richiede sempre una certa cautela e deve essere fatta su una base statistica, tarando le classificazioni caso per caso e non pretendendo troppo nei terreni fittamente stratificati.

software by
****
CENTRO STUDI geologia & geotecnica - prof.ing. Angelo Spizuoco
p.za N.Tofano, 38 - 80030 San Vitaliano (NA) tf. 081/8441122
****

Note:

Centro Studi
progettazioni - strutture
geologia - geotecnica
piazza N. Tofano n.38
80030 SAN VITALIANO (NA)

prof. ing. Angelo Spizuoco

Attestato
di affidabilità dei codici di calcolo implementati nel software "SpizGeo"

prodotto dal prof. Ing. Angelo Spizuoco del Centro Studi geologia & geotecnica di San Vitaliano (NA) in base al paragrafo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008 e successivi aggiornamenti).

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore/autore con sede in piazza Nicola Tofano n°38 – 80030 San Vitaliano (NA) - Partita IVA 03700091212 e Codice Fiscale SPZNGL52A12I391F,

dichiara

che il pacchetto software "SpizGeo" è stato elaborato e realizzato facendo riferimento ai seguenti testi:

- ALPAN I. (1964)- "Estimating the Settlments of Foundation on Sands", Civil Engineering and Public Works Reviaw.
- Baldi G. Bellotti R. Ghionna V. Jamiolkowski M. Pasqualini E. (1982) – "Design Parametars for Sand from CPT", Proc. Esopt, Amsterdam.
- Baldi G. Superbo S. (1983) – "Parametri Dinamici" – XI Convegno di Geotecnica di Torino.
- Barthelemy H.C. (1974) – "An Investigation of Relationships Between the SPT and Cone Penetromer Resitance in Sands, Project Report, Department of Civil Engineering, Duke University.
- Bellotti R. Ghionna V., Jamiolkowski M., ManasseroM. Pasqualini E. (1983) – "Evaluation of Sand Strength from CPT", International Symposium on Soil and Rock Invbestigations by In-Situ Testing, Paris.
- Borowczyk M., Frankowski Z. (1981) – "Dynamic and Static Sounding result Interpretation", X ICSMFE, Stoccolma.
- Bruzzi D., Cestari F. (1983) – "Attrezzature e Modalità Esecutive delle Prove Penetrometriche" – XI Convegno di Geotecnica di Torino.
- Burland J.B., Broms B.B., de Mello V.F.B. (1977) – "Behaviour of Foundations and Structures", State of the art Review, IX ICSMFE, Tokyo.
- Burmister D.M. (1974) – "Syposium on Load Test of Bearing Capacity of Soil" – Publ. n° 79, ASTM, Discussion.
- Chapman G.A., Donald I.B., (1981) – "Interpretation of Static Penetration Test in Sand", X ICSMFE, Stocxhola.
- Cerruti G.P. (1979) – "L'utilizzazione della Standard Penetration Test nella Individuazione delle Proprietà Geotecniche dei Terreni Granular", Tesi di Laurea, Politecnico di Torino.
- DAS, B.M., (1983), - "Fundamentals of Soil Dynamics", Elsevier, New York.
- Denver H. (1982) – "Modulus of Elasticity for Sand Determinated by SPT and CPT", Proceding of thje second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam.

www.spizuoco.it E-mail: spizuoco@libero.it Tel./fax (081) 8441122 - (081) 8435860 - 339 8689881

Centro Studi
progettazioni - strutture
geologia - geotecnica
piazza N. Tofano n.38
80030 SAN VITALIANO (NA)

prof. ing. Angelo Spizuoco

- Douglas B.J. (1982) – "SPT Blowcount Variability Correlated to the CPT", Proceeding of the Second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam.
- Durgunoglu H.T., Mitchell J.K., (1975) – "Static Penetration Resistance of Soils: I-Analysis", ASCE Spec. Conf. In-Situ Measurement of Soil Parametres, Raleigh.
- Gibbs H.J., Holtz W.G. (1979) – "SPT and Relative Density in Coarse Sands – by Marcuson W.F. and Bieganousky Wayne (Nov. 1977)", Discussion, Journal of the Geoteechnical Engineering Division, GT3:105.
- Jamiolkowski M., Pasqualini E. (1974) – "Previsione dei Cedimenti delle Fondazioni Superficiali PoggiantiSui Terreni Sabbiosi, Utilizzando I Risultati delle Prove Penetrometriche", Istituto di Scienza delle Costruzioni del politecnico di Torino, V Ciclo annualke di Conferenze Dedicate ai Problemi di Ingegneria delle fondazioni.
- Robertson P.K., Campanella R.G., Wightman A. (1982) – "SPT-CPT Correlation", Sbmitted to ASCE Geotecnical Eng. Div. Journal for Review.
- Robertson P.K., Campanella R.G. (1983) – "Interpretation of CPT", Soil Mechanics Series, n°60, Dept. Of C.E. the University of British Columbia, Vancouver.
- Schmertmann J. (1967) – "Guidelines for use in the Soil Investigation and Design of Fondations for Bridge Structures in the State of Florida", Florida departmenbt of Transportation, Research Bulletin 121.
- Schultze E., Melzer (1965) – "The Determination of Density and the Modulus of Compressibility of Non-Cohesive Soils by Soundings", VI ICSMFE, Paris.
- Bowles J.E. (1979) "Phisical and Geotechnical Properties of Soils" Mc Graw-Hill Book Company.
- C. Cestelli Guidi "Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni" ed. HOEPLI.
- Terzaghi – Peck "Geotecnica" ed. UTET.
- Pasquale De Simone "Fondazioni" Ed. LIGUORI.
- A. Spizuoco "Lezioni sul C.A." Ed. LER Napoli/Roma.
- Manuale di Ingegneria Civile Ed. Cremonese.

Dichiara, inoltre, che

il sopra menzionato software è esente da errori palesi e restituisce risultati conformi e congruenti ai dati inseriti. Le funzioni presenti nel programma consentono all'utente, tramite routine interne, il controllo immediato dei dati inseriti e dei risultati ottenuti. Nei testi a cui fa riferimento il software viene fornita una dettagliata ed esauriente descrizione dei modelli teorici implementati. Il software è utilizzato da oltre 30 anni giacché è stato implementato, per la prima volta nel lontano 1980, dal prof. Ing. Angelo Spizuoco, su sistemi HP basati sul linguaggio "basic scientifico HP" e su calcolatori elettronici "supercom".
Esso, a giusta ragione, può ritenersi il precursore di ulteriori altri programmi, successivamente implementati su "macchine" moderne.

www.spizuoco.it E-mail: spizuoco@libero.it Tel./fax (081) 8441122 - (081) 8435860 - 339 8689881

Centro Studi
progettazioni - strutture
geologia - geotecnica
piazza N. Tofano n.38
80030 SAN VITALIANO (NA)

prof. ing. Angelo Spizuoco

Il programma è stato prodotto dall'autore, a soli scopi scientifici e di ricerca nell'ambito Universitario e dell'attività del Centro Studi geologia & geotecnica di San Vitaliano (NA).
E' stato tarato con oltre un migliaio d'indagini eseguite per lavori privati e/o per elaborati geologici e geotecnici redatti a supporto di pianificazioni urbanistiche.

Dichiara, altresì, che

è stato utilizzato,per scopi scientifici e didattici, durante i corsi Universitari di

- "Rilevamento geologico" tenuto dal prof. Geol. Franco Ortolani presso l'Università Federico II Di Napoli.
- "Geologia strutturale" tenuto dal prof. Geol. Franco Ortolani presso l'Università Federico II Di Napoli.
- "Geologia applicata" tenuto dal prof. Geol. Franco Ortolani presso l'Università Federico II Di Napoli.
- "Laboratorio di geologia" tenuto dal prof. Geol. Franco Ortolani presso l'Università Federico II Di Napoli.
- "Cartografia geotematica" tenuto dal prof. Geol. Franco Ortolani presso l'Università Federico II Di Napoli.
- "Attività di cantiere e relazione geologica" tenuto dal prof. Geol. Franco Ortolani presso l'Università Federico II Di Napoli.
- "Geologia delle aree sismiche" tenuto dal prof. Geol. Franco Ortolani presso l'Università Federico II Di Napoli.
- "Geoarcheologia ambientale" tenuto dal prof. Geol. Franco Ortolani presso l'Università Federico II Di Napoli.
- Corso integrativo di "Geologia applicata" tenuto dal prof. Ing. Angelo Spizuoco presso l'Università di Napoli Federico II.
- Geotecnica ed ingegneria delle rocce tenuto pressso l'I.T.C.G. di Marigliano (NA).
- "Stratigrafia" tenuto dal prof. Geol. Giuseppe Nardi presso l'Università Federico II di Napoli.
- "Geodinamica" tenuto dal prof. Geol. Giuseppe Nardi presso l'Università Federico II di Napoli.
- "Geologia urbana" tenuto dal prof. Geol. Giuseppe Nardi presso l'Università Federico II di Napoli.
- "Sedimentologia e Stratigrafia" tenuto dal prof. Geol. Giuseppe Nardi presso l'Università Federico II di Napoli.
- "Stratigrafia avanzata" tenuto dal prof. Geol. Giuseppe Nardi presso l'Università Federico II di Napoli.
- "Geologia ambientale e Difesa del suolo" per il corso post-diploma "Tecnico dell'ambiente per la gestione degli impianti" tenuto dal prof. ing. Angelo Spizuoco presso I.T.C.G. di Marigliano (NA).
- "Modulo di Geotecnica per il corso in "Restauro e Recupero dei Centri Storici" su aut. Min. Pubb. Istruz. ed in collab. con l'Univ. di Napoli Federico II" tenuto dal prof. ing. Angelo Spizuoco presso I.T.C.G. Manlio Rossi Doria di Marigliano (NA).

www.spizuoco.it E-mail: spizuoco@libero.it Tel./fax (081) 8441122 - (081) 8435860 - 339 8689881

Centro Studi
progettazioni - strutture
geologia - geotecnica
piazza N. Tofano n.38
80030 SAN VITALIANO (NA)

prof. ing. Angelo Spizuoco

- "Difesa del suolo, Geotecnica e Pianificazione territoriale per l'accesso alla prima qualifica dirigenziale (Area ingegneristica) presso la Regione Molise tenuto dal prof. ing. Angelo Spizuoco.
- "Ambiente fisico del sottosuolo delle pianure" tenuto dal prof. Ing. Angelo Spizuoco presso l'Università di Parma.

Dichiara, ancora, che

è stato utilizzato per le seguenti attività di ricerca scientifica:

- Attività di ricerca inerente "il settore della geologia ambientale e del territorio in particolar modo per ciò che riguarda gli aspetti edili ad essa legati" svolta con il Dipartimento di Scienze della terra dell'Università degli Studi di Napoli.
- "Parametri statici e dinamici dei terreni superficiali in un'area del Nolano" svolta con il Dipartimento di Scienze della terra dell'Università degli Studi di Napoli.
- "Bacino dei regi lagni: evoluzione e degrado".
- "Geologia tecnica territoriale in aree sismiche : problematiche connesse alla valutazione dell'amplificazione sismica locale" svolta con il Dipartimento di Scienze della terra dell'Università degli Studi di Napoli.
- "Geologia tecnica territoriale finalizzata ad un corretto rapporto uomo-ambiente in aree a sviluppo metropolitano" svolta con il Dipartimento di Scienze della terra dell'Università degli Studi di Napoli.
- "Principali Caratteristiche Geo-Ambientali del bacino dei regi Lagni, Vompreso tra Pomigliano D'Arco, Nola, S.Gennaro Vesuviano e S.Anastasia" svolta con il Dipartimento di Scienze della terra dell'Università degli Studi di Napoli.
- "Problemi Geologico-Ambientali Del Bacino Dei Regi Lagni In Relazione Alle Principali Caratteristiche Geologico-Tecniche dei Terreni Superficiali" svolta con il Dipartimento di Scienze della terra dell'Università degli Studi di Napoli.

San Vitaliano lì 14/01/2008

L'autore/produttore del software
dott. ing. Angelo Spizuoco

www.spizuoco.it E-mail: spizuoco@libero.it Tel./fax (081) 8441122 - (081) 8435860 - 339 8689881

TIPOLOGIE DI FONDAZIONI

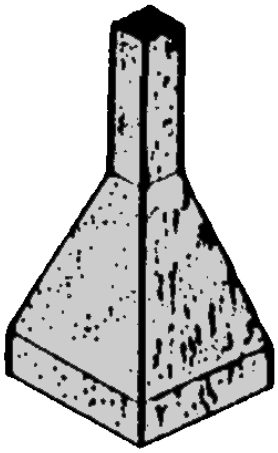


Fig.124 PLINTO RIGIDO

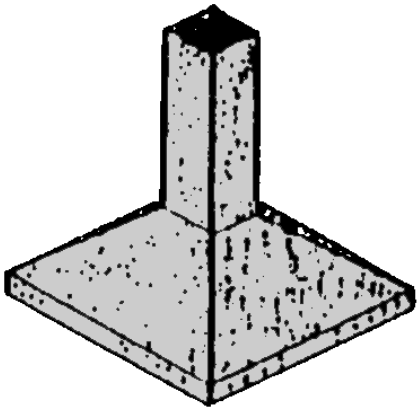


fig.125 PLINTO ELASTICO

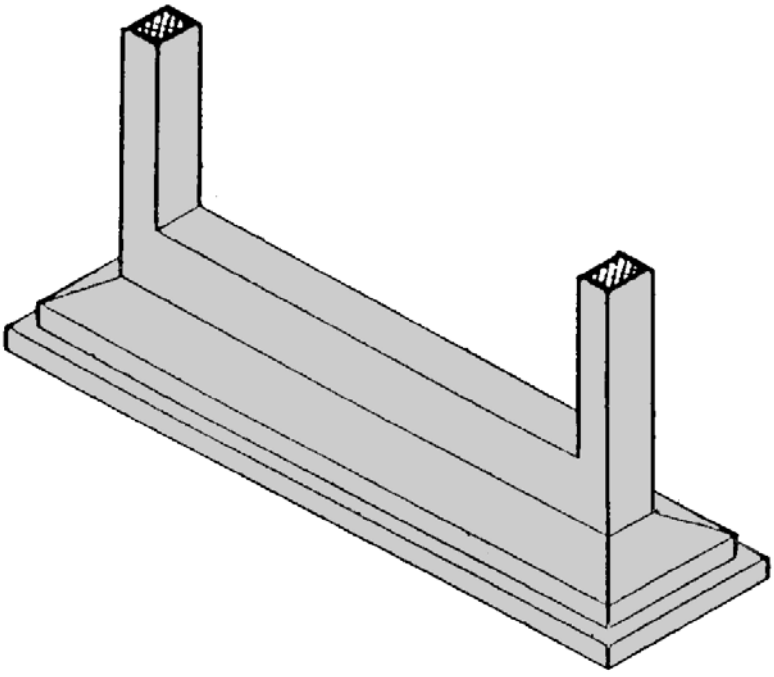


Fig.126 TRAVE ROVESCIA

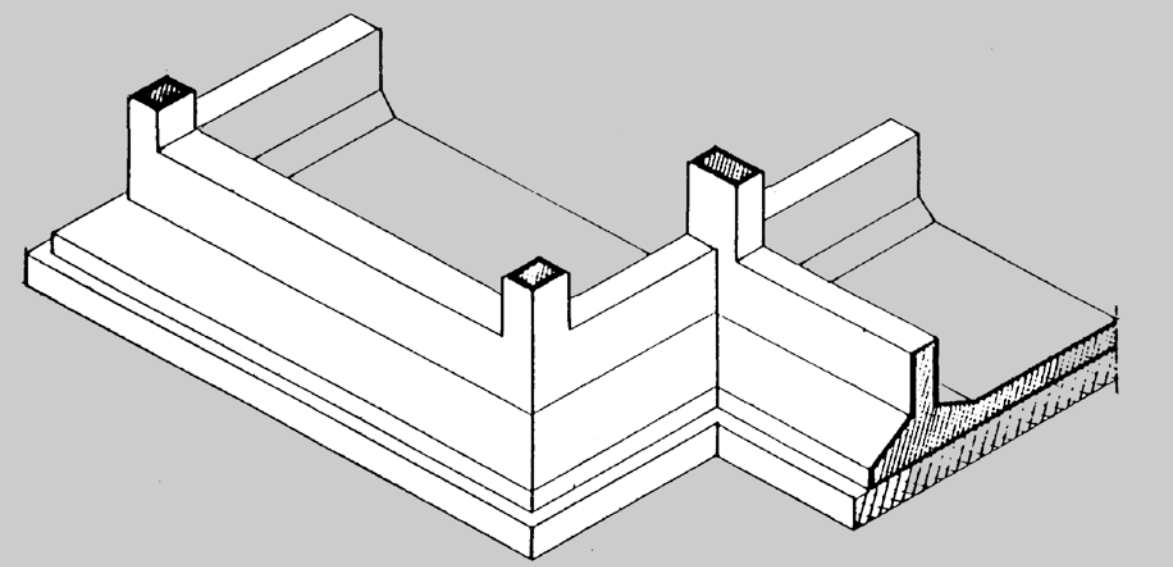


Fig.127 PLATEA NERVATA

Scavi per fondazioni

Per far posto alle fondazioni occorre eseguire lo scavo di alloggiamento per le fondazioni.
A tal fine, preventivamente, occorre la cosiddetta “preparazione del terreno” che è articolata nelle seguenti operazioni:

- Asportazione del terreno vegetale, delle sterpaglie e degli alberi ubicati nella zona da scavare;
- Demolizione di eventuali muretti e/o manufatti vari come costruzioni provvisorie, ecc. con relativo trasporto a rifiuto del materiale di risulta e materiale vario;

- Eventuale spostamento di linee elettriche aeree e/o interrate, linee telefoniche e/o altre condotte che ricadono nell'area di specifico interesse;

Successivamente si provvede ad effettuare lo spianamento in conformità dei piani quotati previsti nella progettazione.
Dopodiché si effettua lo spiccato del fabbricato con strumenti topografici di modesta precisione ad es. con un livello da cantiere.
A questo punto si montano le "modine" fuori dalla zona interessata dagli scavi (oppure se lo scavo è molto ampio, possono essere poste anche all'interno dello scavo) e quindi si procede al tracciamento delle fondazioni con fili a piombo e fili di ferro cotto oppure con le classiche "lenze" di canapa e/o sintetiche.

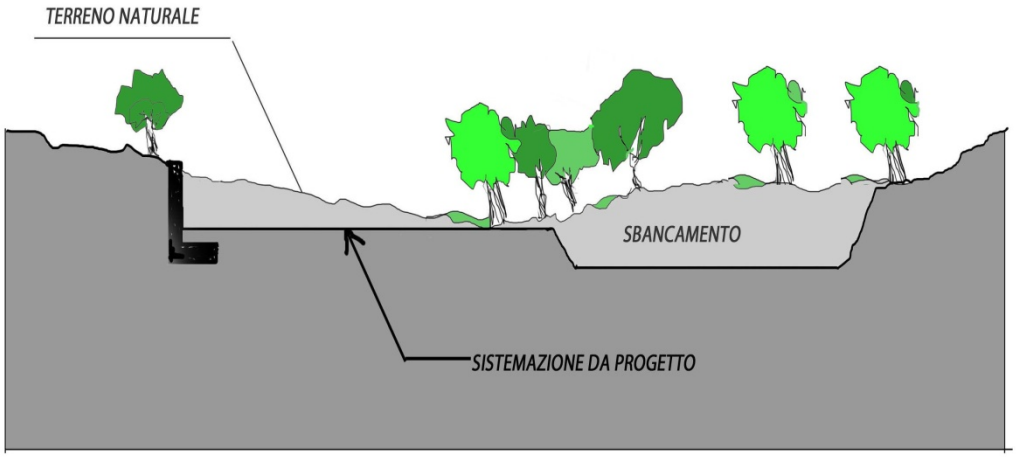


Fig.128 Schema sezione di progetto scavo

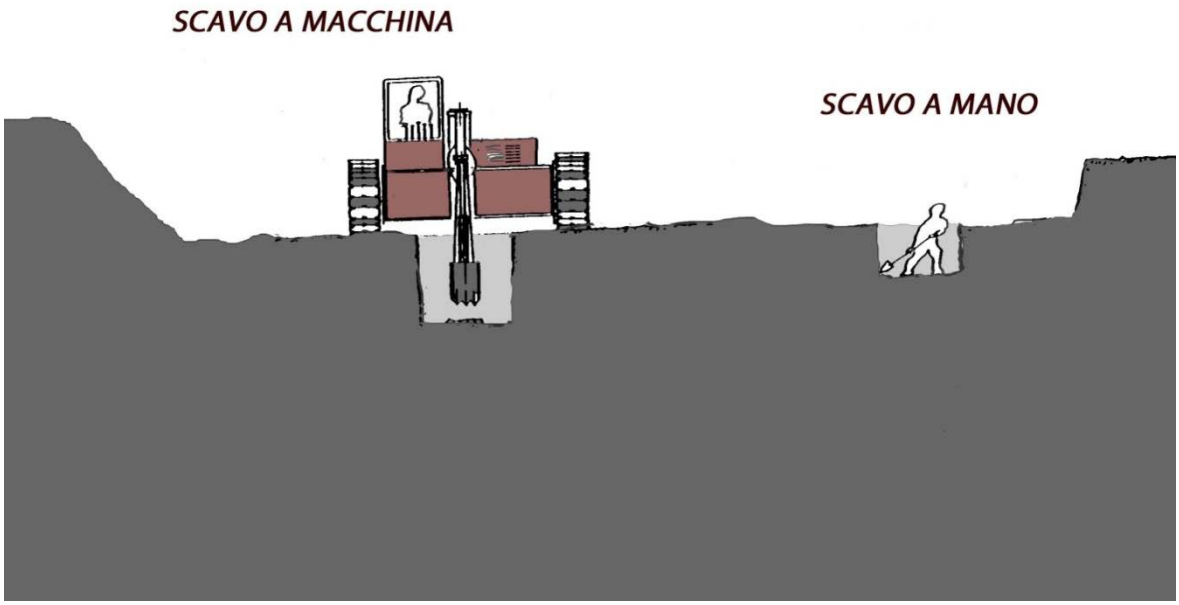


Fig.129 SCAVI A SEZIONE OBBLIGATA

Fig.130 Scavo con benna mordente

Fig.131 Benna mordente

Fig.132 Scavo a mano

A. Spizuoco

Fig.133 Scavo a sezione obbligata per fondazione in muratura

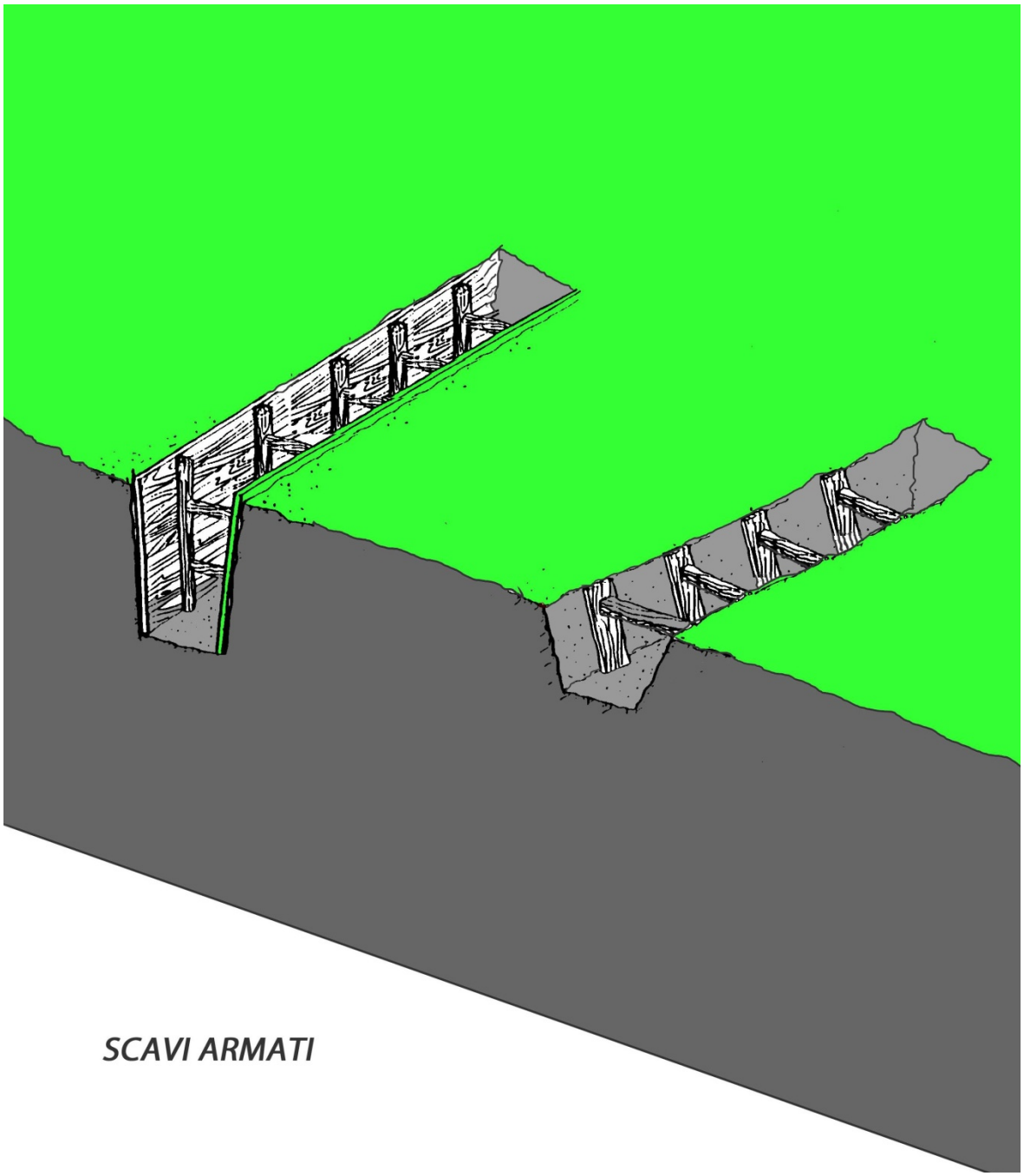


Fig.134 SCAVI ARMATI CON PUNTELLI IN LEGNO

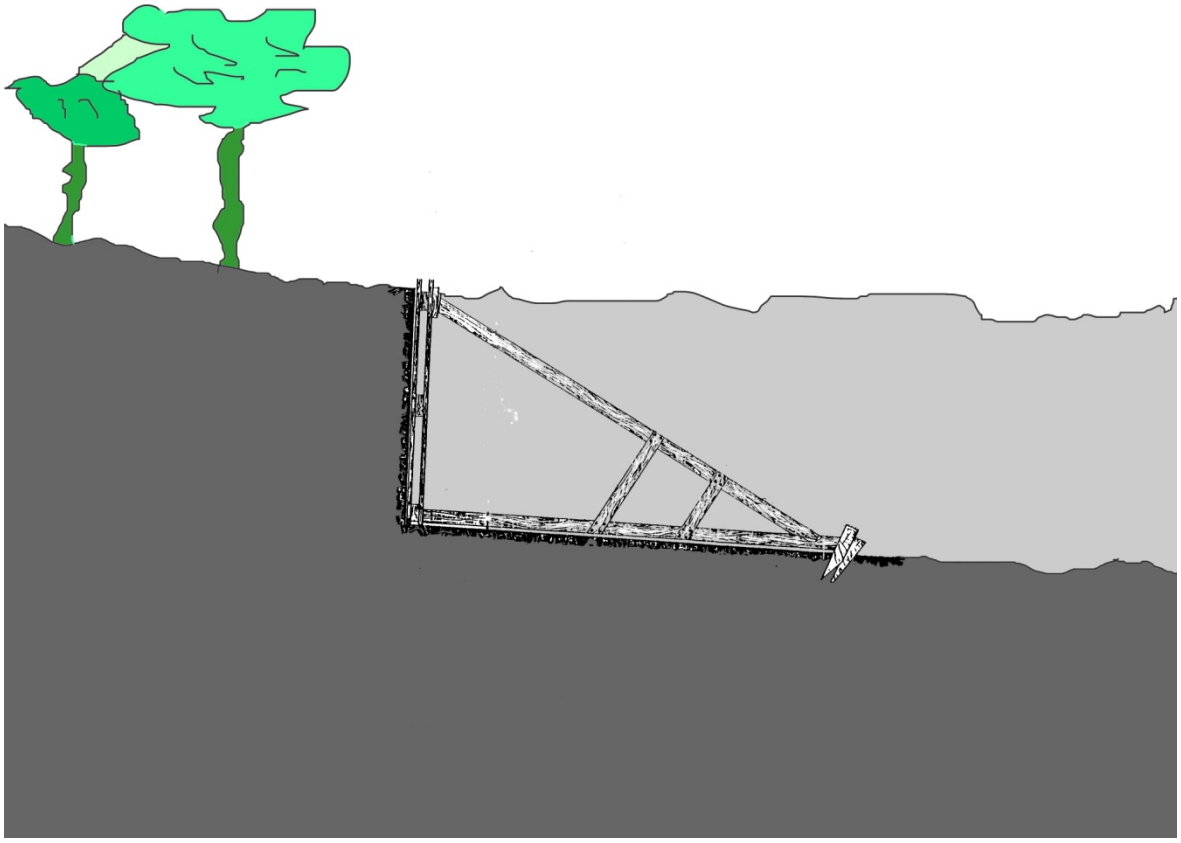


Fig.135 SCAVO ARMATO CON “SAETTONI”

Occorre fare molta attenzione quando si devono realizzare edifici in aderenza ad altri già esistenti.

Andiamo a vedere cosa potrebbe succedere quando si agisce con superficialità.

Caso reale: crollo per “scalzamento” delle fondazioni

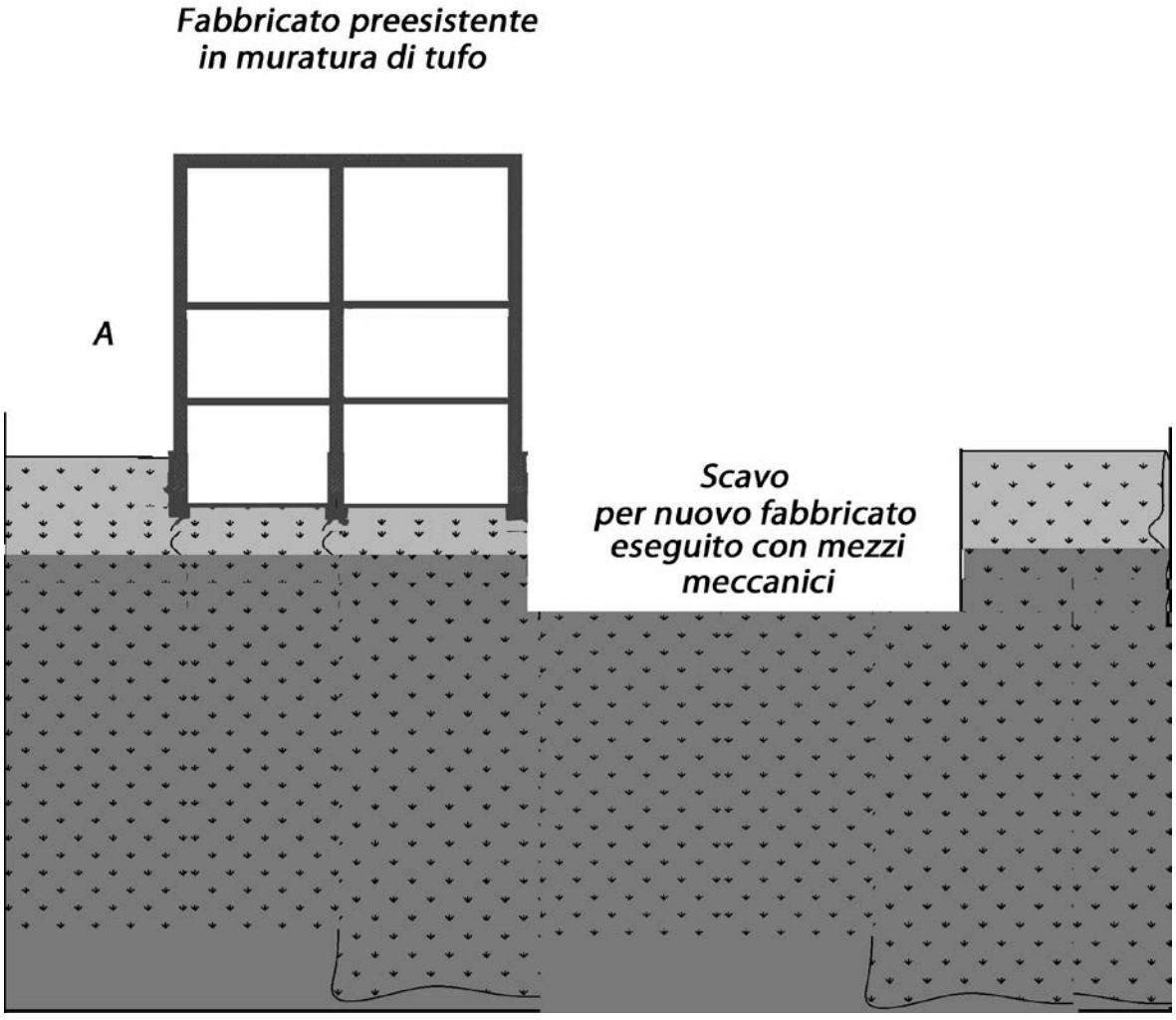


Fig.136 Vedi gli effetti nei fotogrammi seguenti

Fig.137 Crollo per scalzamento fondazioni a seguito di sbancamento generale

Fig.138

Fig.139

Fig.140

Fig.141

Fig.142

Fig.143

Fig.144

Fig.145

Caso reale: crollo per scalzamento fondazioni e per esecuzione di pali di fondazione

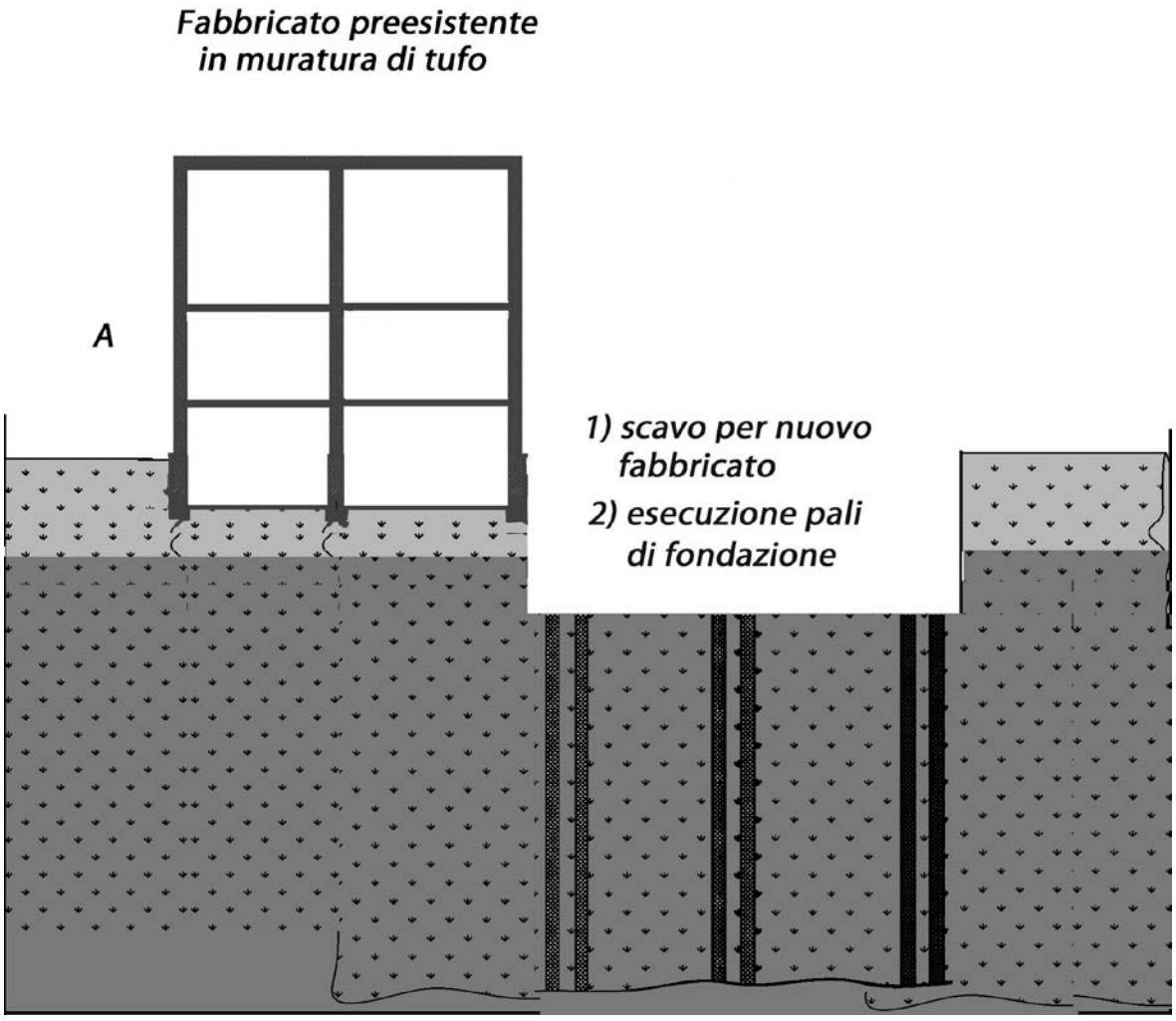


Fig.146 Vedi fotogrammi seguenti che illustrano cosa è avvenuto durante la trivellazione dei pali

Fig.147

Crollo avvenuto durante la fase di trivellazione di pali di fondazioni contigui all'edificio crollato

Fig.148 Tra le macerie si nota l'attrezzatura di perforazione

Fig.149

Fig.150

Fig.151

Sarebbe bastata la diligenza di un mastro Raffaele qualsiasi per scongiurare gli eventi catastrofici di cui innanzi.

Scavo di sbancamento generale

Fig.152 Scavo di sbancamento generale

Quando si esegue uno scavo di sbancamento generale per far posto alle fondazioni, è sempre opportuno effettuare una attenta ispezione dello stato superiore di contatto ovvero del fondo scavo.
Ciò al fine di verificarne la omogeneità; viceversa si potrebbero avere delle sorprese “geotecniche” che potrebbero inficiare il sistema fondale previsto.
Una verifica “macroscopica” potrebbe effettuarsi con il metodo della “tasta” che, se pur grossolano, fornisce utili indicazioni allo scopo.
In ogni caso è sempre opportuno far verificare il tutto ad un esperto geotecnico. E’ appena il caso di sottolineare che anche il Direttore dei Lavori e l’Impresa esecutrice sono tenuti a verificare le condizioni e la omogeneità dello strato superiore di contatto. Nel caso che si rinvenissero soluzioni di continuità e/o anomalie la situazione dovrebbe essere ulteriormente valutata con l’apporto del progettista strutturale e dell’eventuale ingegnere geotecnico.

Fig.153 Stratigrafia osservabile sul fronte di scavo

Scavo in bancata tufacea

Fig.154 Si osserva al fondo scavo il “cappellaccio” a tetto della bancata tufacea e la stratificazione del fronte scavo

Fig.155 Vista generale dello scavo di sbancamento

Fig.156 Particolare del fronte di scavo ove sono osservabili lenti di lapillo e di paleosuoli piroclastici

Tracciamento fondazioni

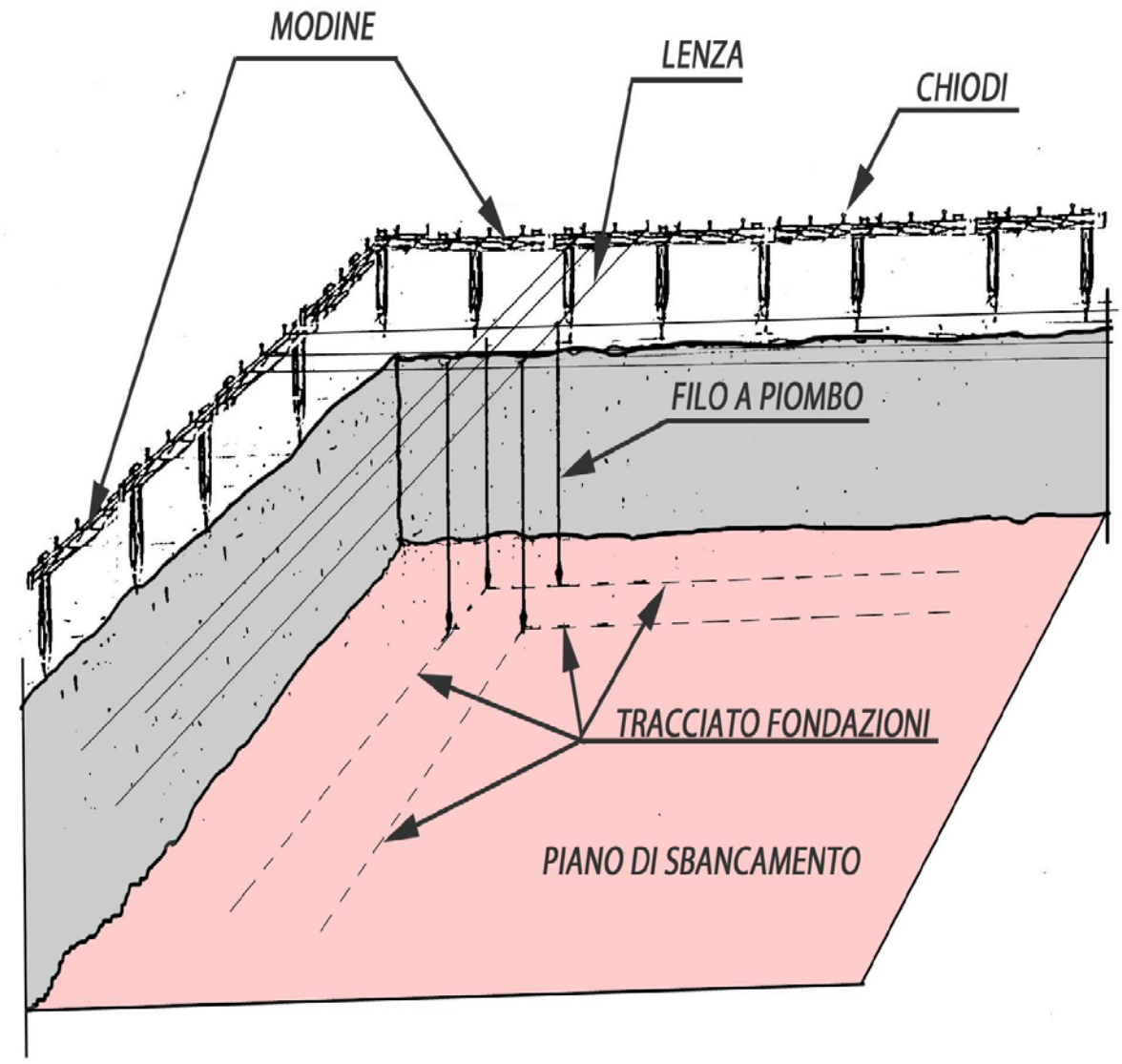


Fig.157 Tracciamento fondazioni

Fig.158 Scavo meccanico per trincee di fondazione + modine perimetrali

Scavi in pendio

Fig.159 Modine per scavo in pendio

Per comprendere la problematica del prossimo caso reale è opportuno illustrare importanti movimenti franosi che si possono verificare negli ammassi rocciosi.

Principali movimenti franosi in roccia*

*Contenuto tratto dalle dispense delle lezioni di Geologia Applicata tenute dall'ing. Angelo Spizuoco nell'anno acc. 1990/91 presso il Dipartimento di Scienze della terra – Università degli Studi Federico II di Napoli

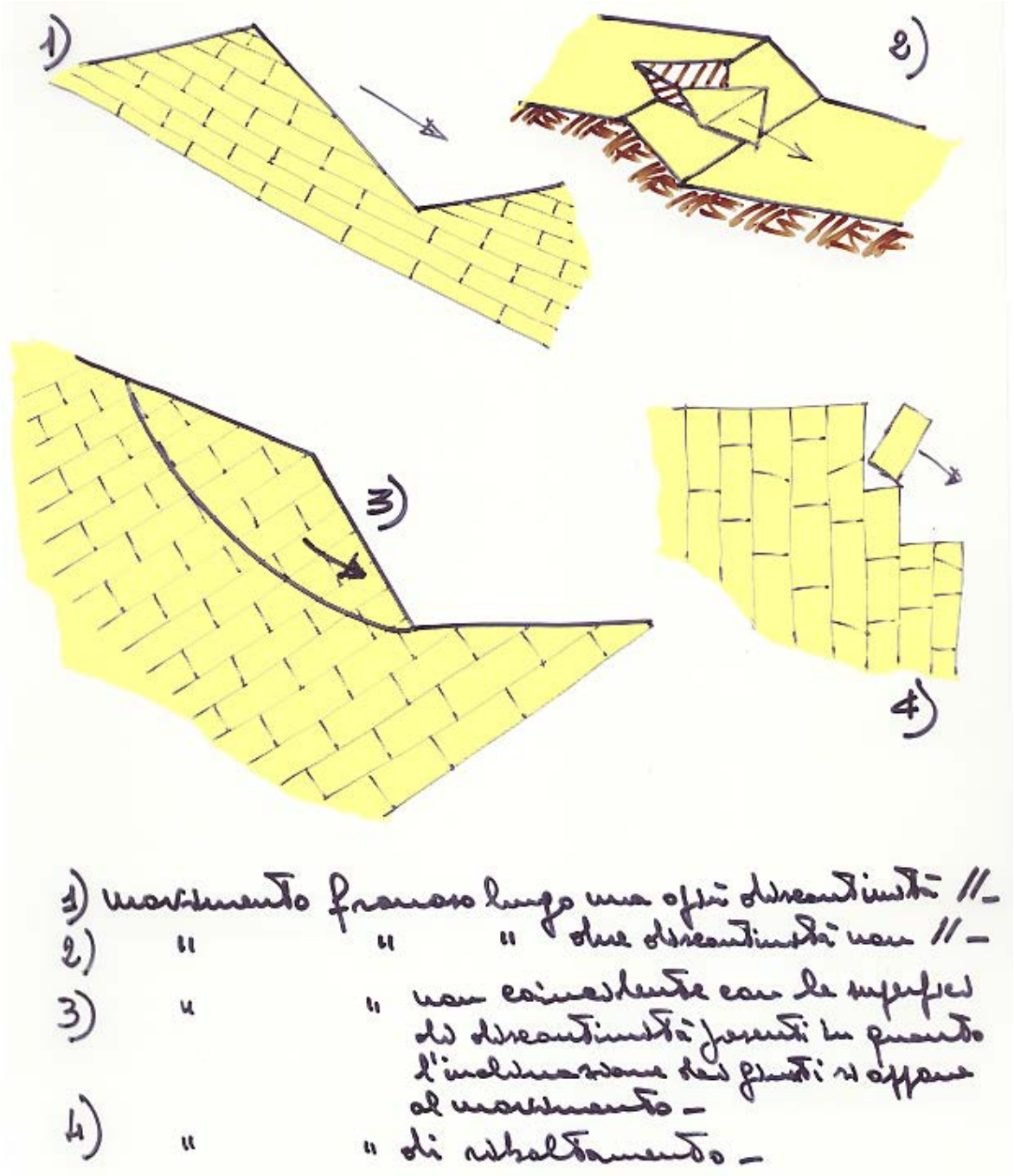


Fig.160

Osservazioni:

Nel caso 1) e 2) si verifica la condizione limite della disomogeneità principale presente nell'ammasso roccioso.

Nel caso 3) si verifica la condizione limite della "roccia" intesa come materiale roccioso a prescindere tale condizione anche della disomogeneità principale.

Nel caso 4) non si verifica né la condizione limite della roccia né quella della disomogeneità principale - In questo caso, i blocchi tendono a ribaltare quando la risultante delle forze applicate non è contenuta entro la base del blocco -

Caso reale: costruzione di fabbricato su pendio

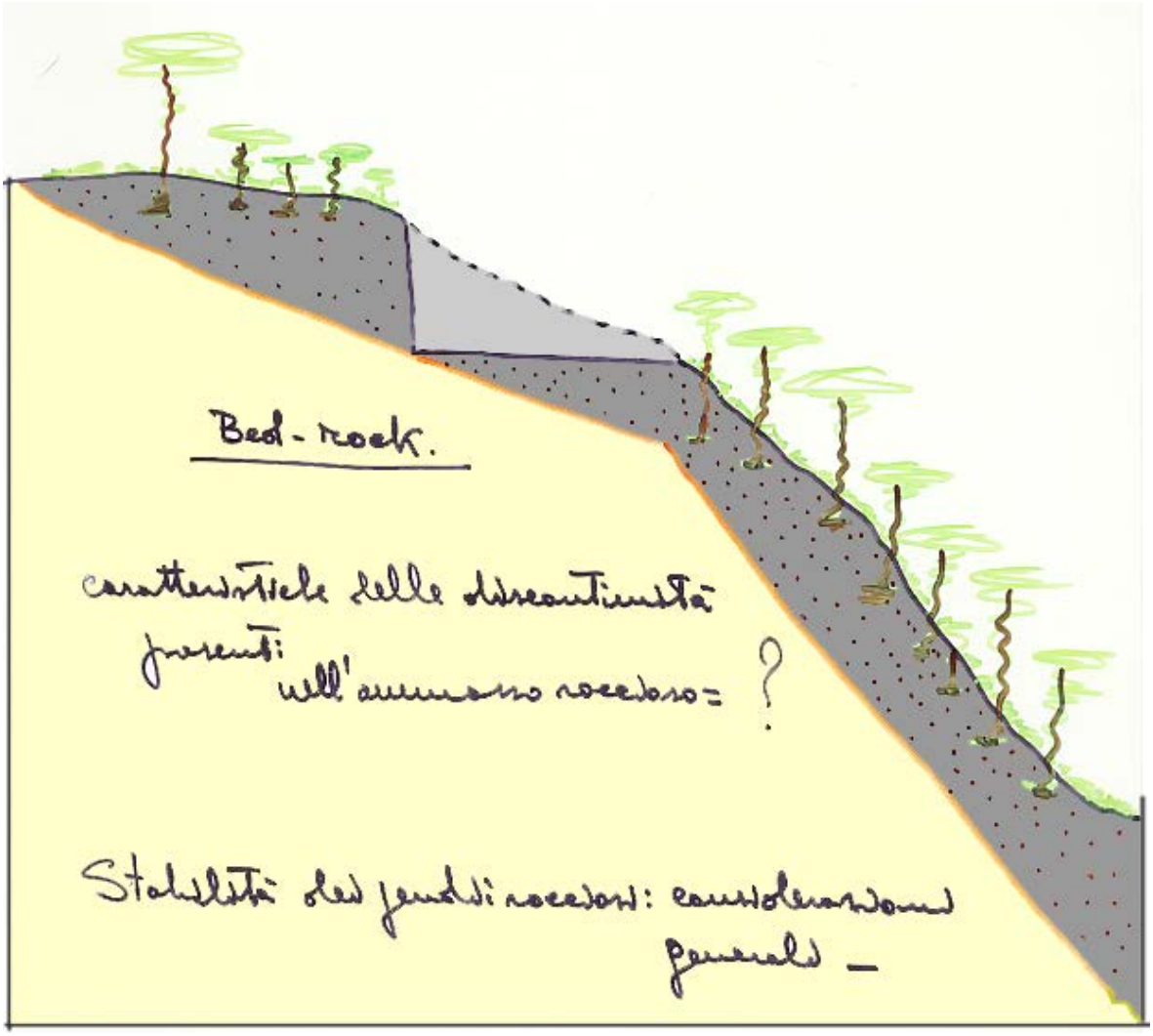


Fig.161 – Schema conoscitivo all'atto del primo sopralluogo

Fig.162 – Stato dei luoghi alla prima visita di sopralluogo

Fig.163 – Stato dei luoghi alla prima visita di sopralluogo

Fig.164 – stato dei luoghi alla prima visita di sopralluogo

Fig.165 Giunti a reggipoggio

Fig.166 Vista laterale di ammasso roccioso con giunti a reggipoggio

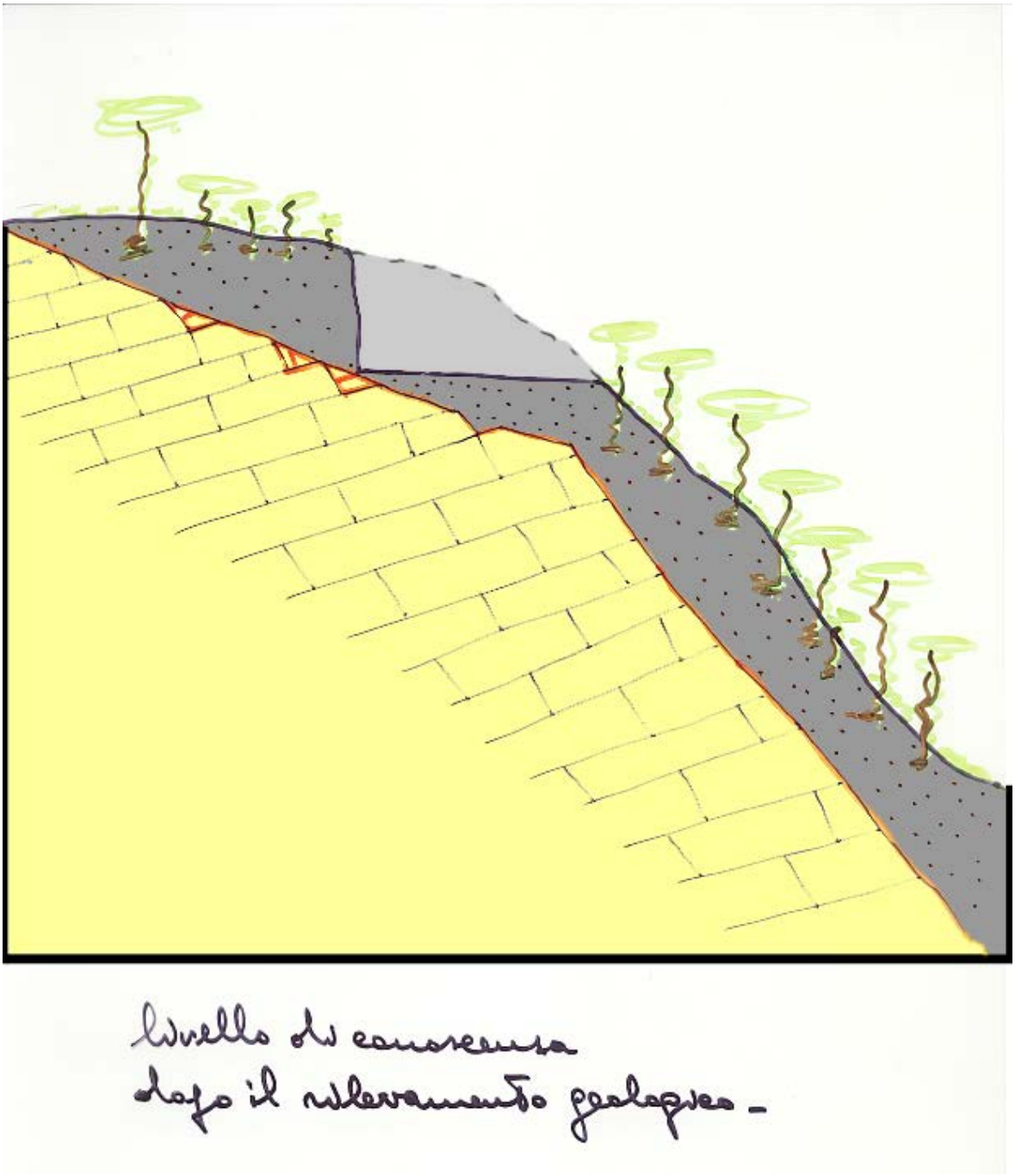


Fig.167

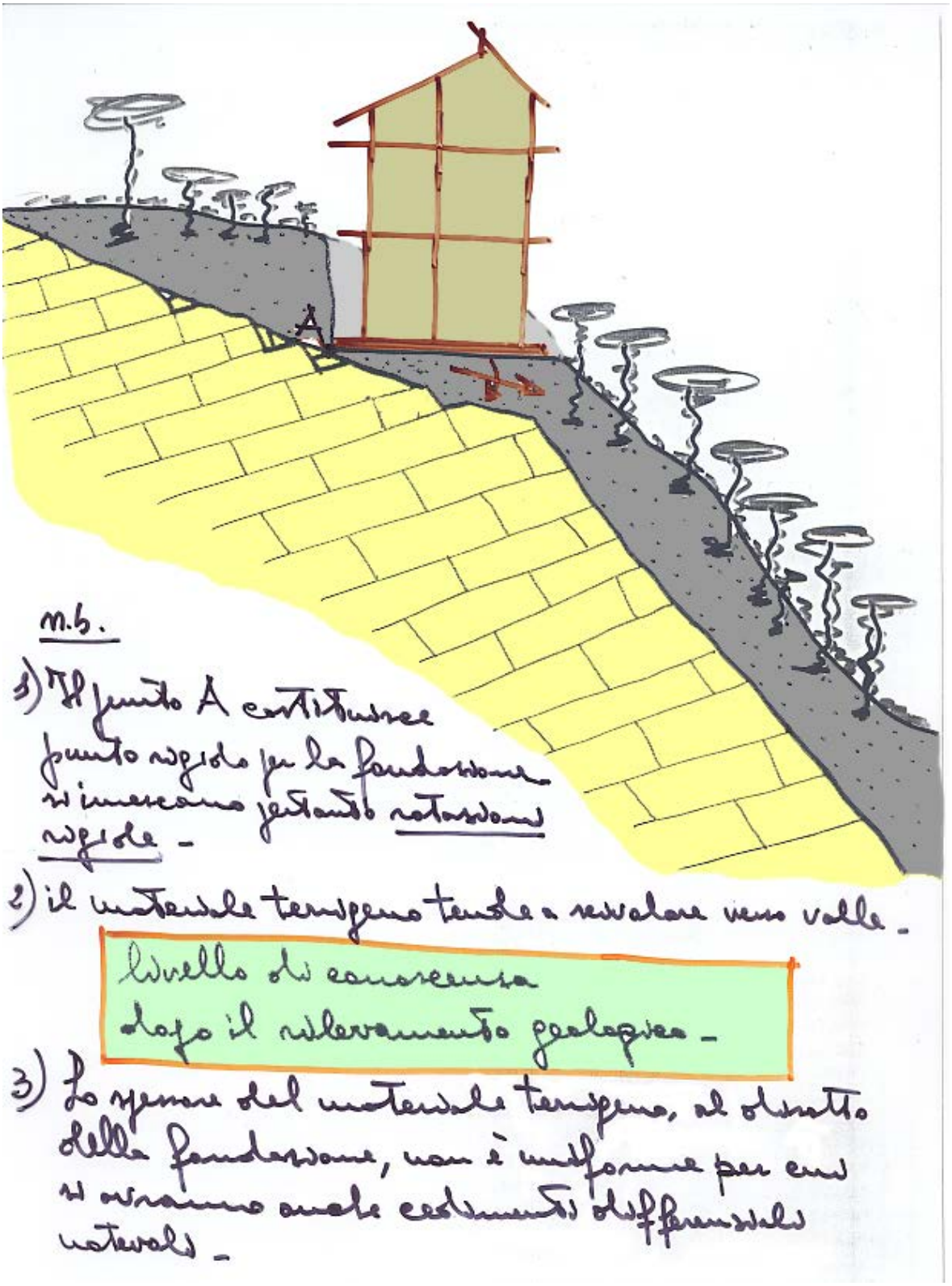

A
n.b.
1) Il punto A costituisce punto rigido per la fondazione si immerge gestendo notevoli rigide -
2) il materiale terroso tende a scivolare verso valle -
livello di coerenza dopo il rilevamento geologico -
3) La spinta del materiale terroso, al distacco della fondazione, non è uniforme per cui si creano anche cedimenti differenziali

Fig.168

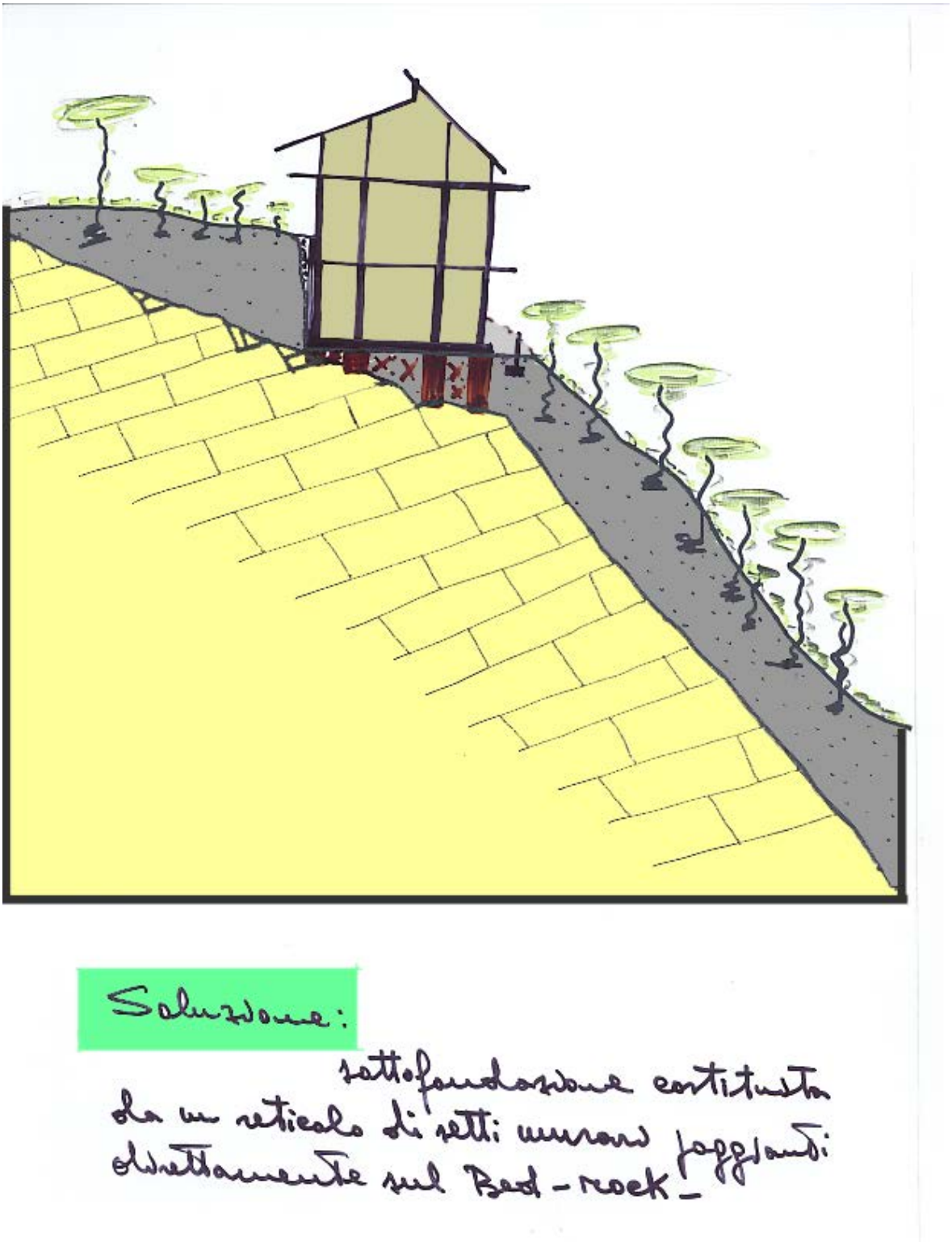

Soluzione:
sottofondazione costituita
da un reticolo di setti murari poggiando
direttamente sul Bed-rock

Fig.169

Foto relative alla soluzione adottata e realizzata

Fig.170 Scavo a sezione obbligata per muri di fondazione su roccia

Fig.171 Scavo a sezione obbligata per muri di fondazione su roccia

Fig.172 Scavo a sezione obbligata per muri di fondazione su roccia

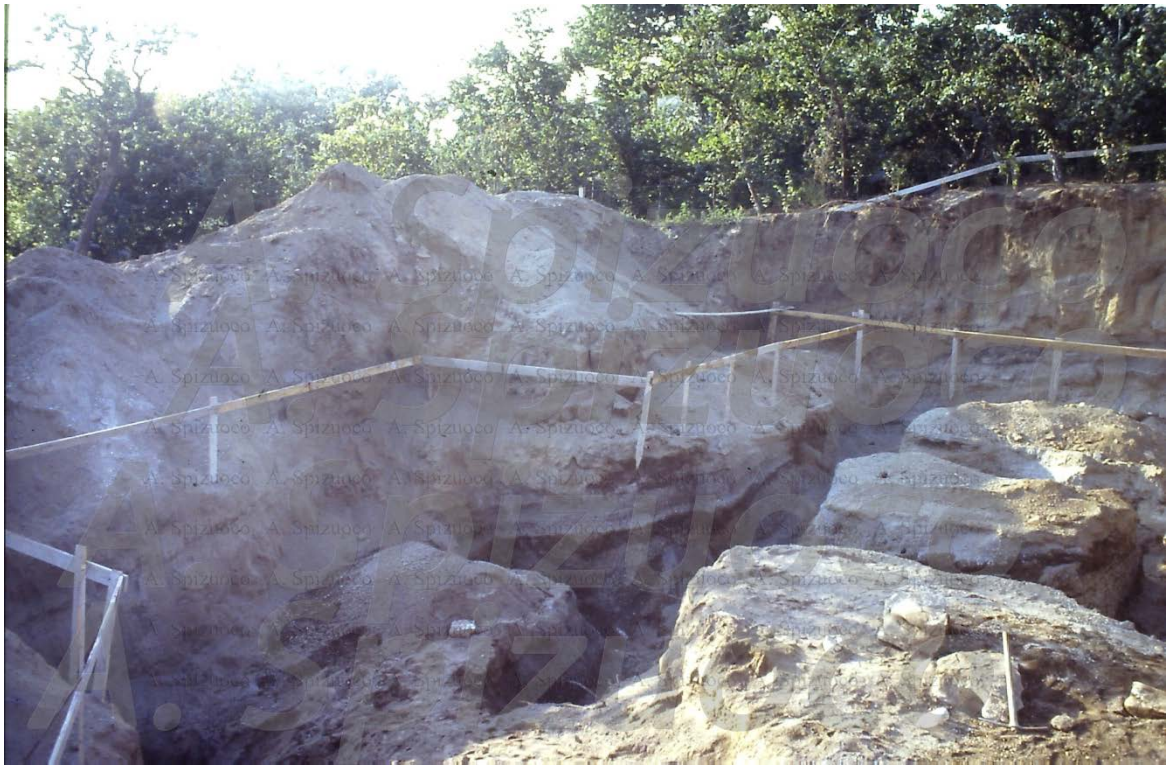


Fig.173 Scavo a sezione obbligata per muri di fondazione su roccia

Fig.174 Scavo a sezione obbligata per muri di fondazione su roccia

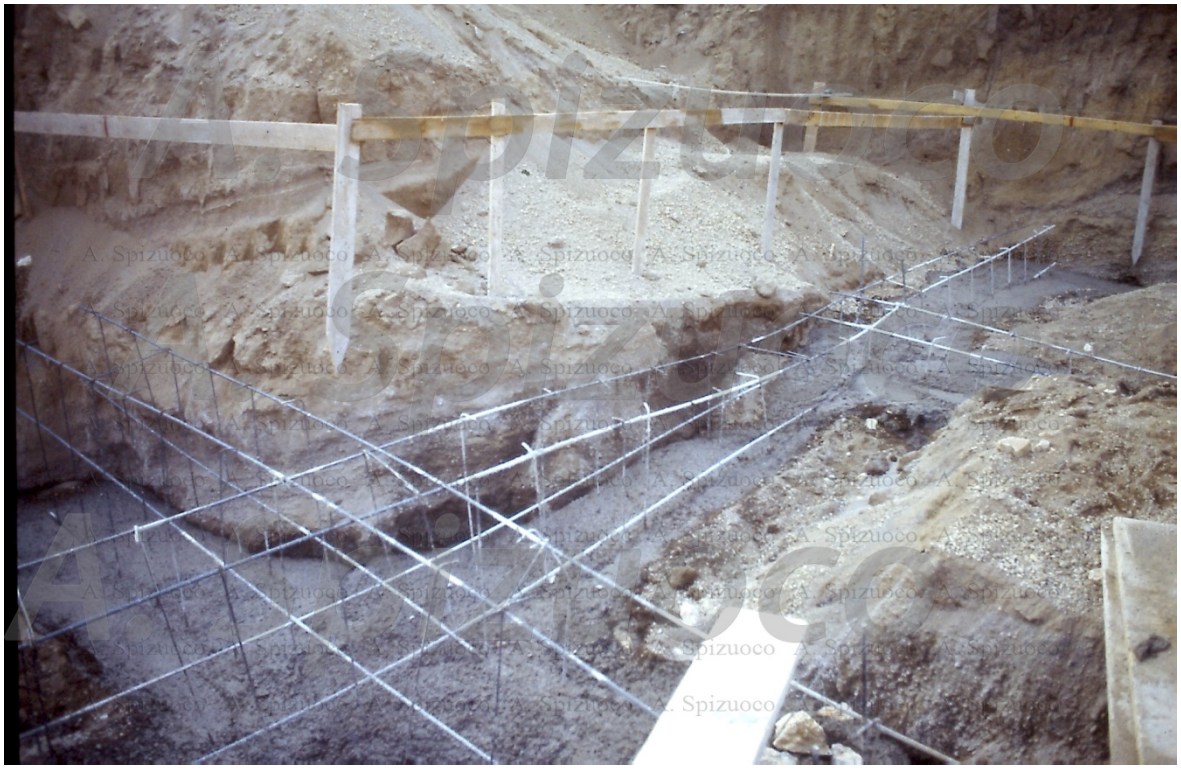


Fig.175 Getto muri di fondazione

Foto 176 Getto muri di fondazione e passerelle per lavorazione

Foto 177 Casseforme “sbadacchiate” con puntelli per evitare lo spanciamento

Fig.178 Getto muro di fondazione su roccia

Fondazioni a plinti diretti con travi “portamuro”

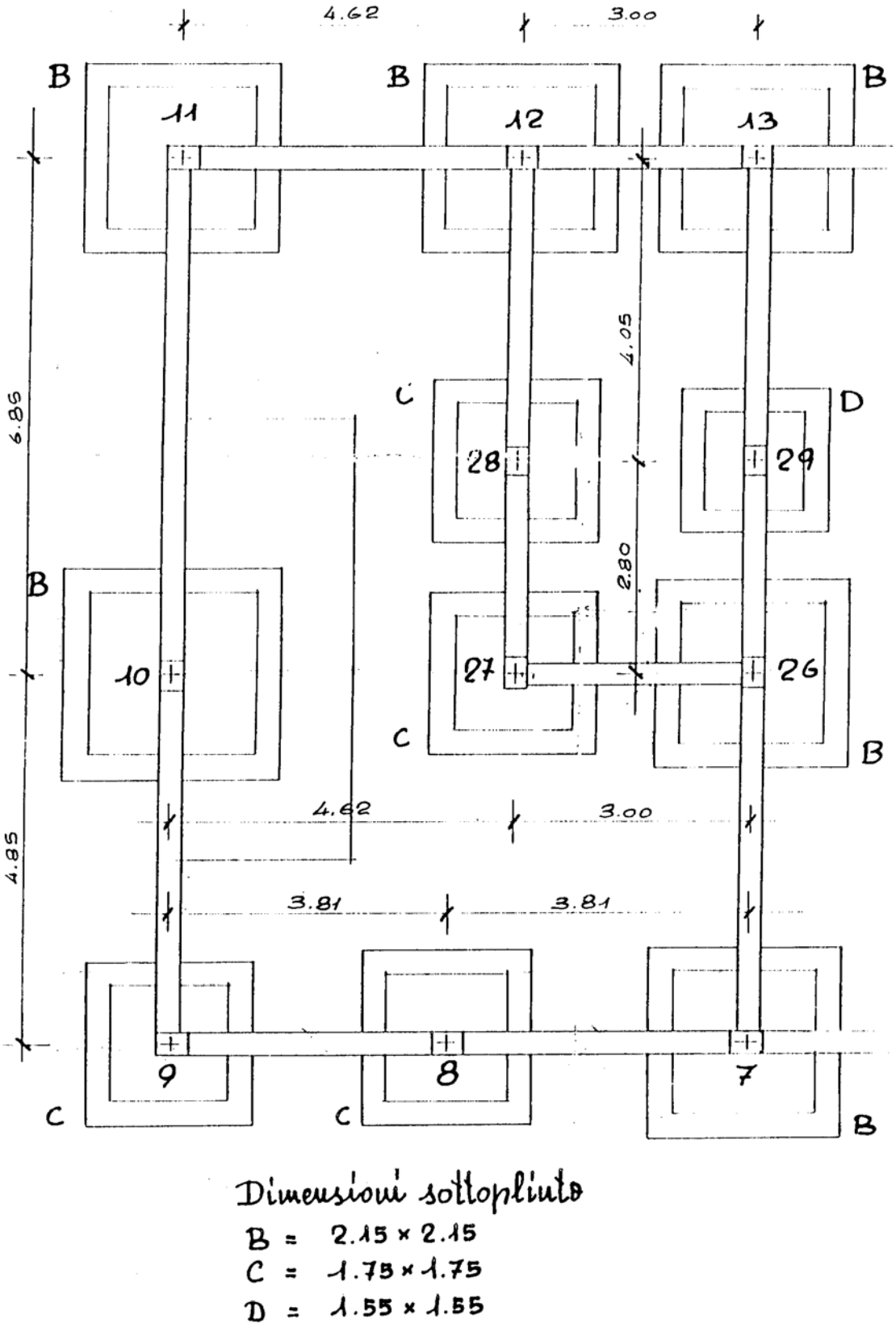


Fig.179 Pianta Fondazione di Plinti con travi Portamuro -1979-

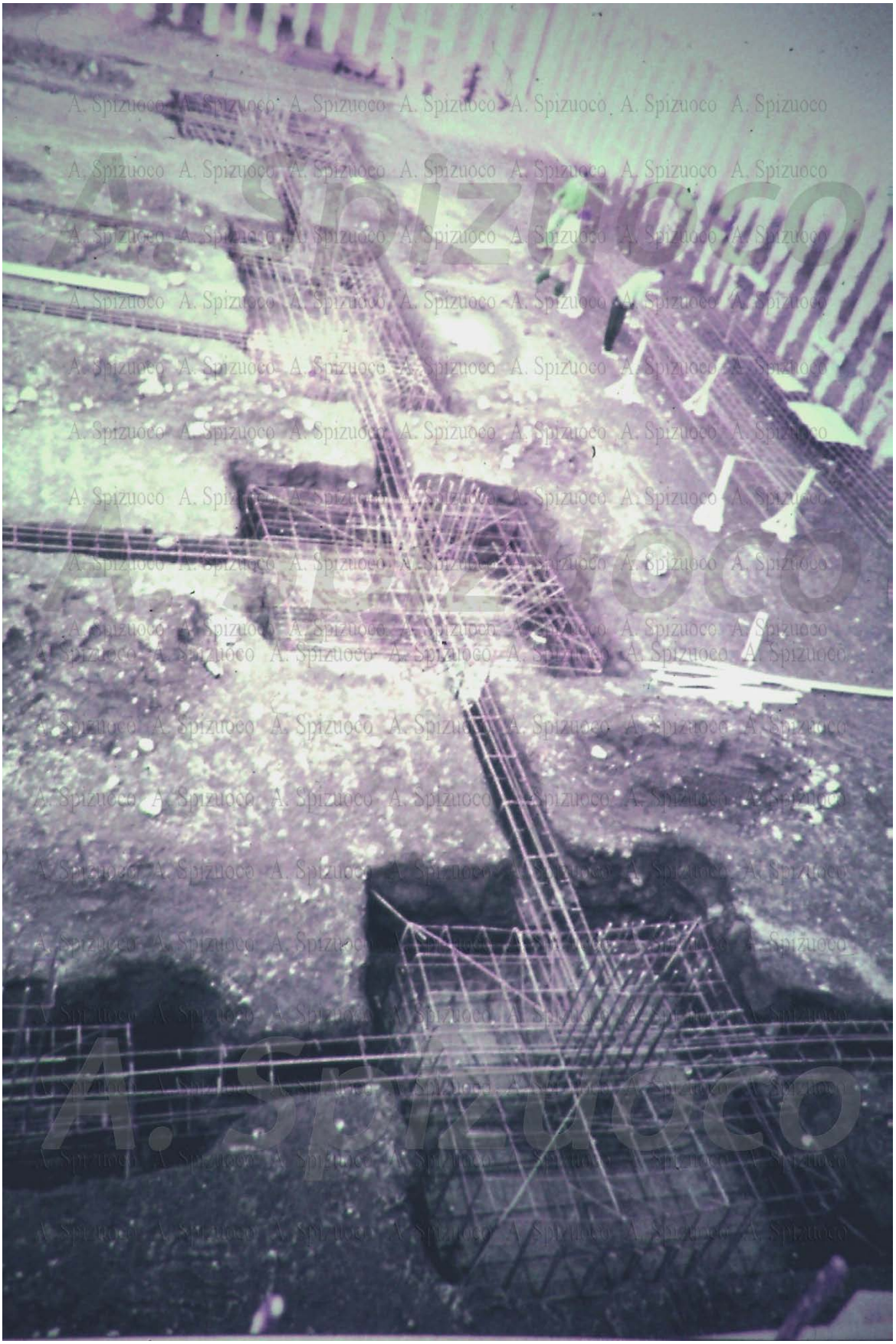


Fig.180 Banco di lavoro + scavo ed armatura plinti

Fig.181 Armatura plinti con travi di collegamento

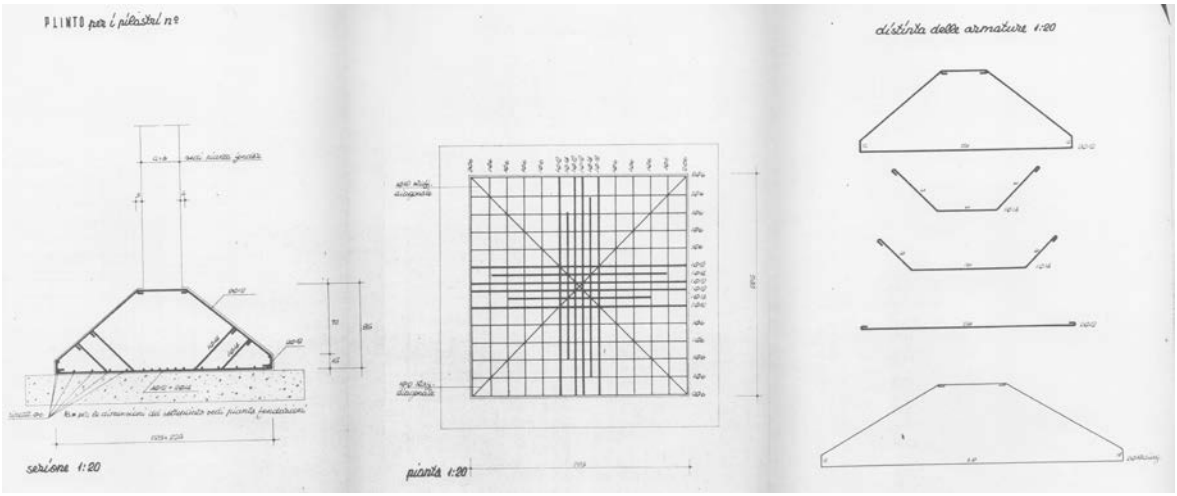


Fig.182 Plinto tipo tronco piramidale

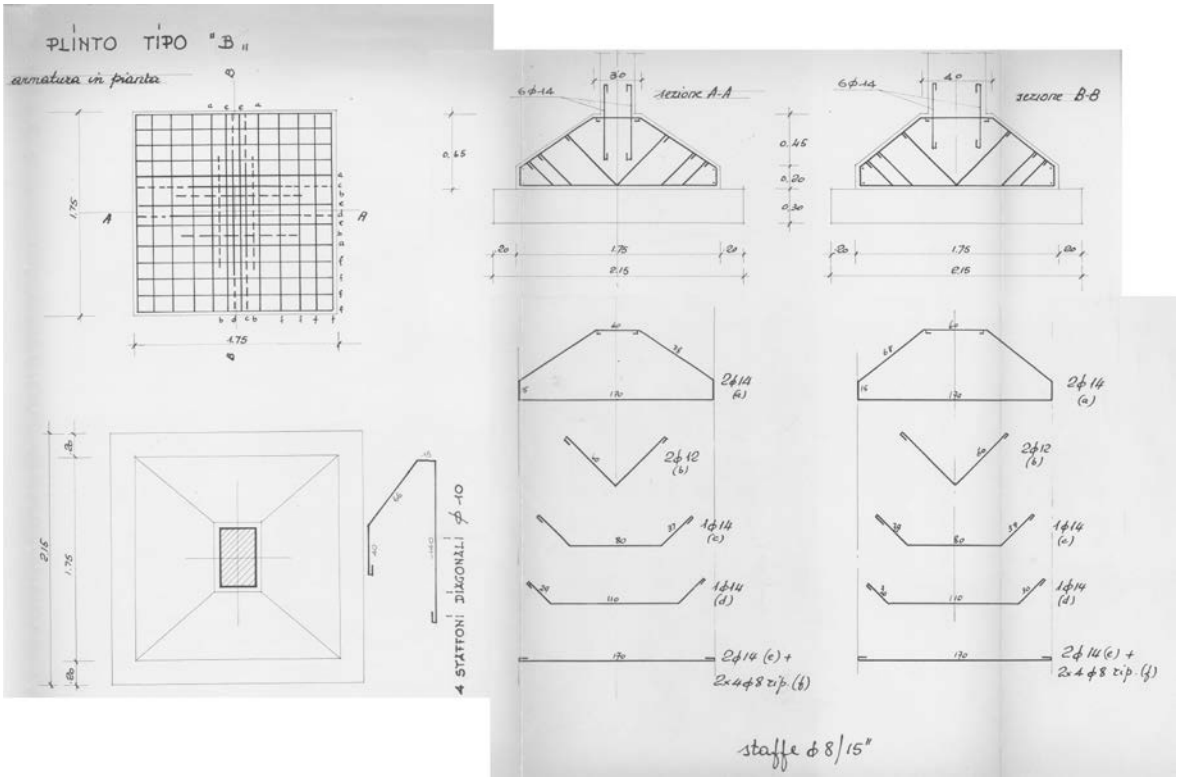


Fig.183 Plinto tronco piramidale con pilastro rettangolare

N.B.: eventuali travi di collegamento tra plinti è preferibile evitare di realizzarle in “testa” ai plinti, viceversa è più opportuno incorporarle nei plinti stessi.

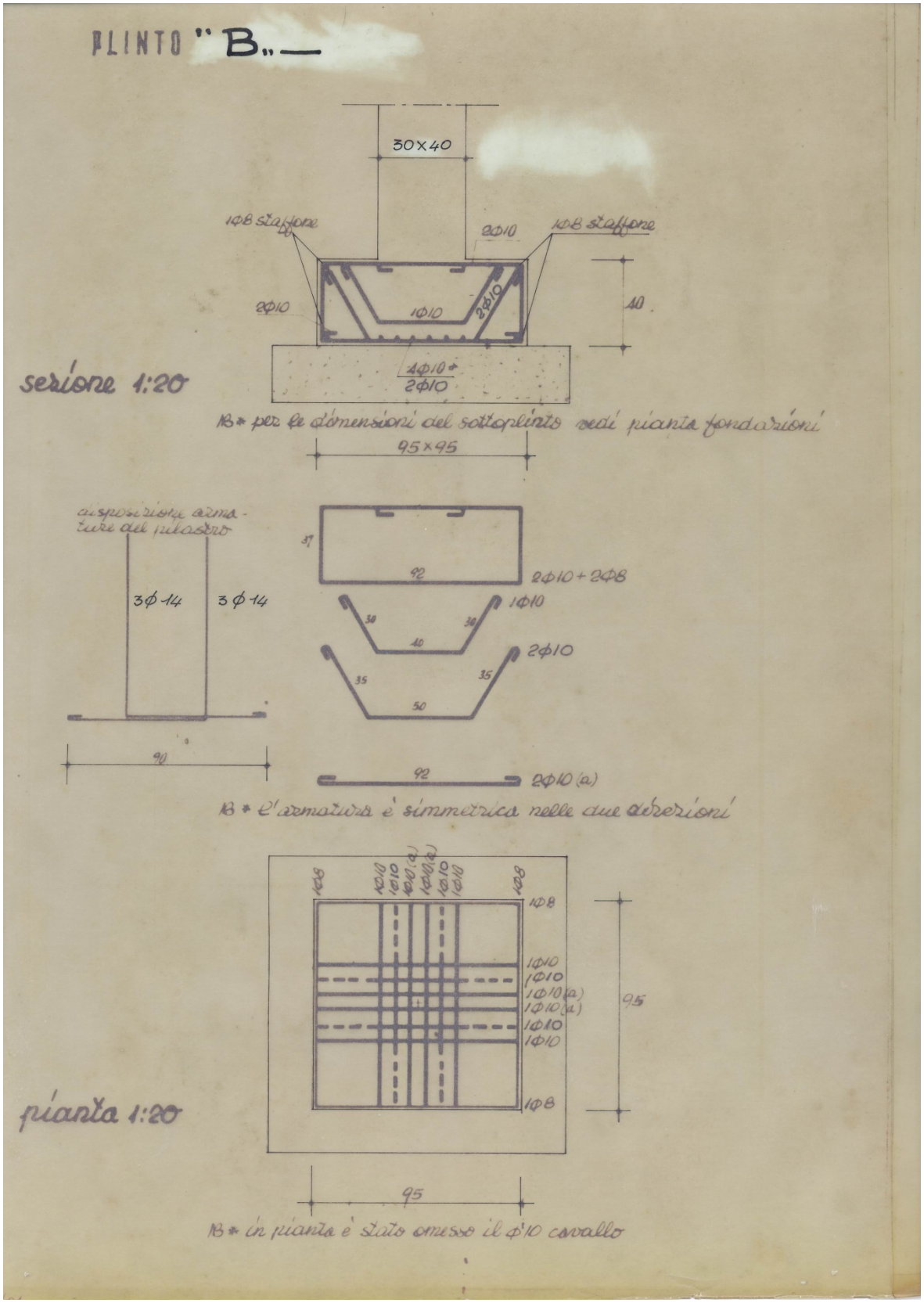


Fig.184 Plinto a Sezione Rettangolare

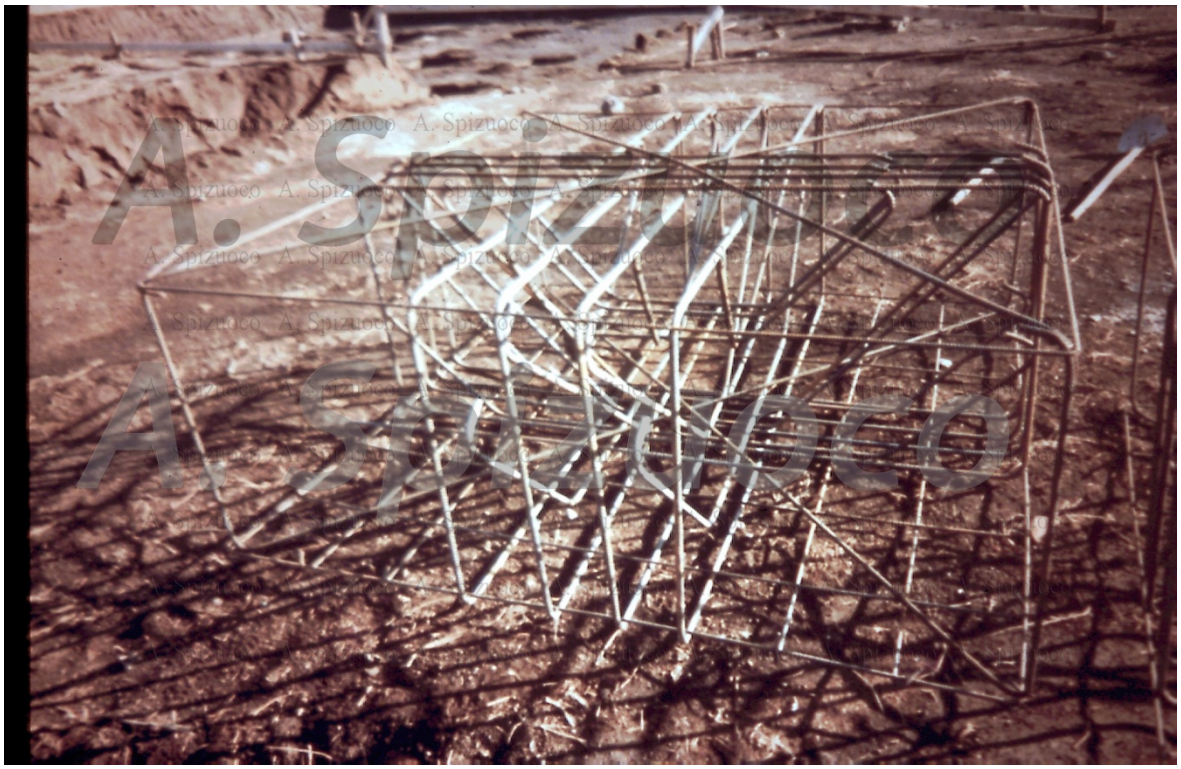


Fig.185 Armatura plinto rettangolare

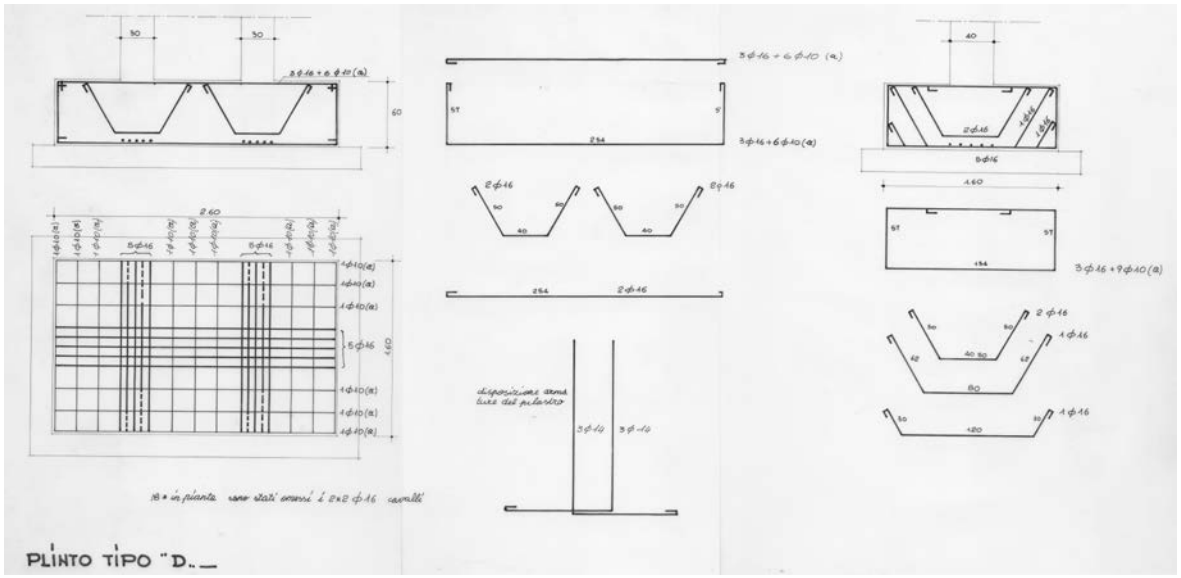


Fig. 186 Plinto Rettangolare con coppia di pilastri

Fondazione con plinti isolati

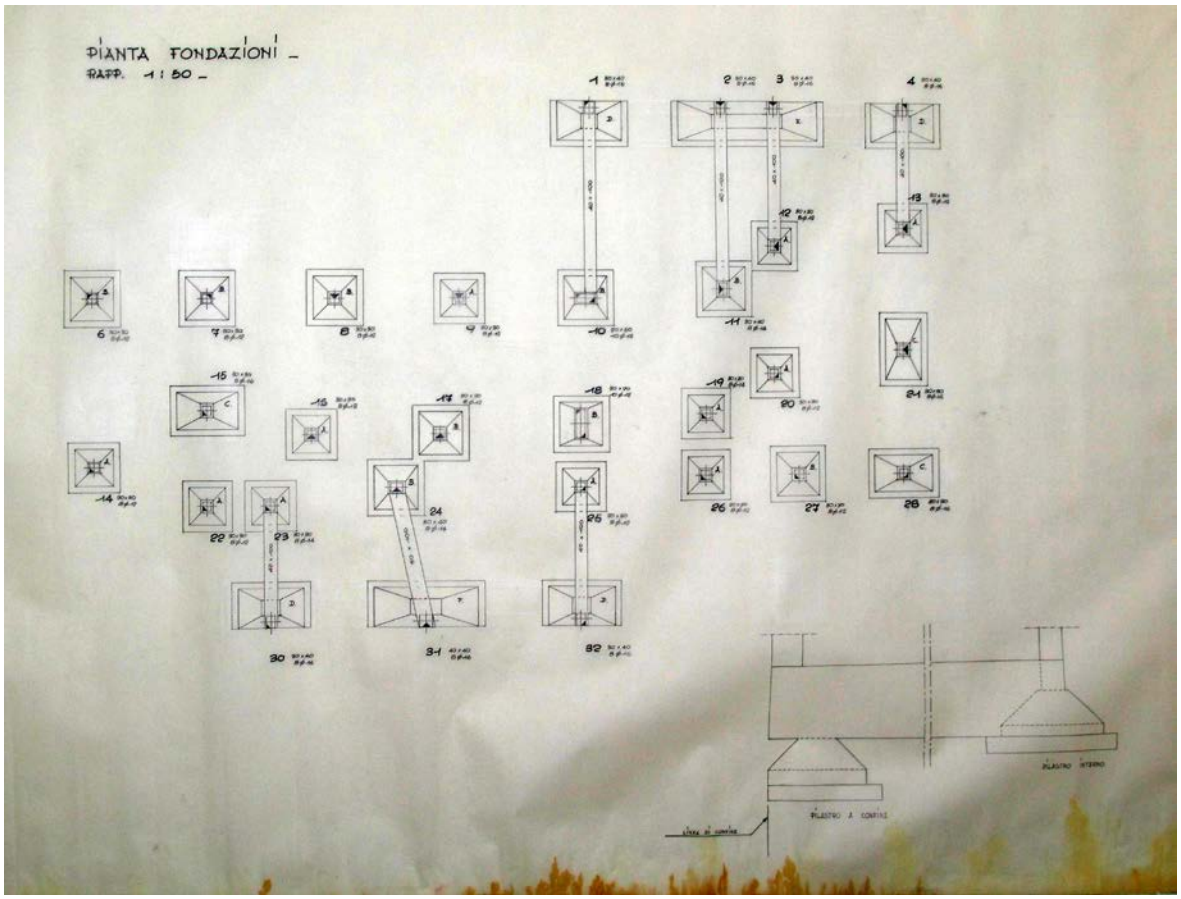


Fig.187 FONDAZIONE A PLINTI ISOLATI -1978-

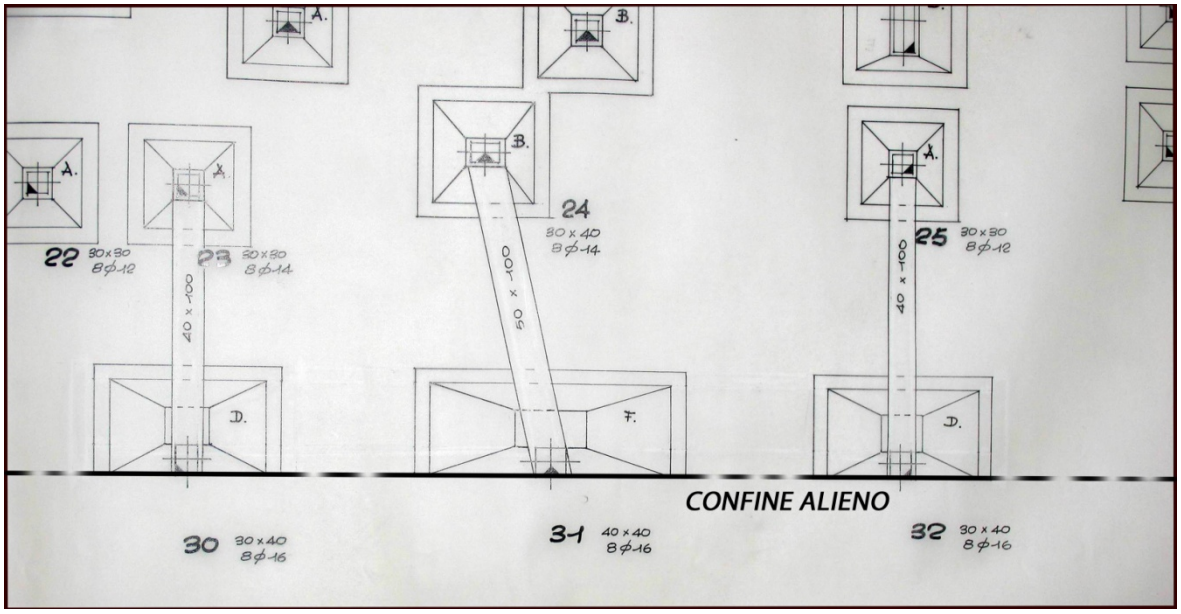


Fig.188 – Particolare in pianta di plinti a confine

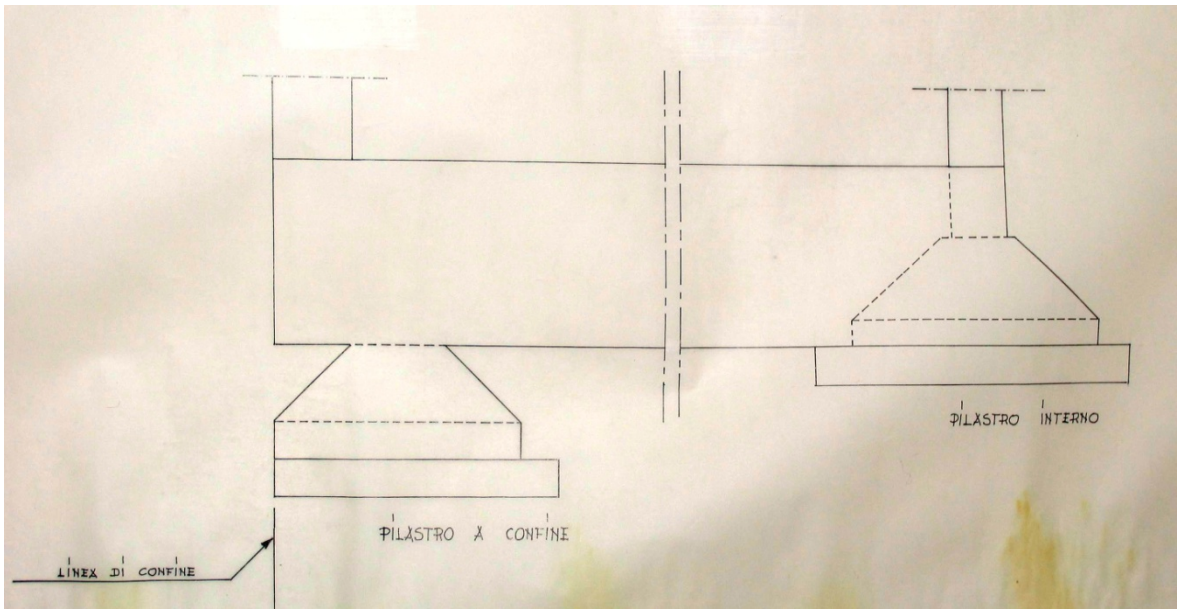


Fig.189 – Particolare disposizione plinti a confine

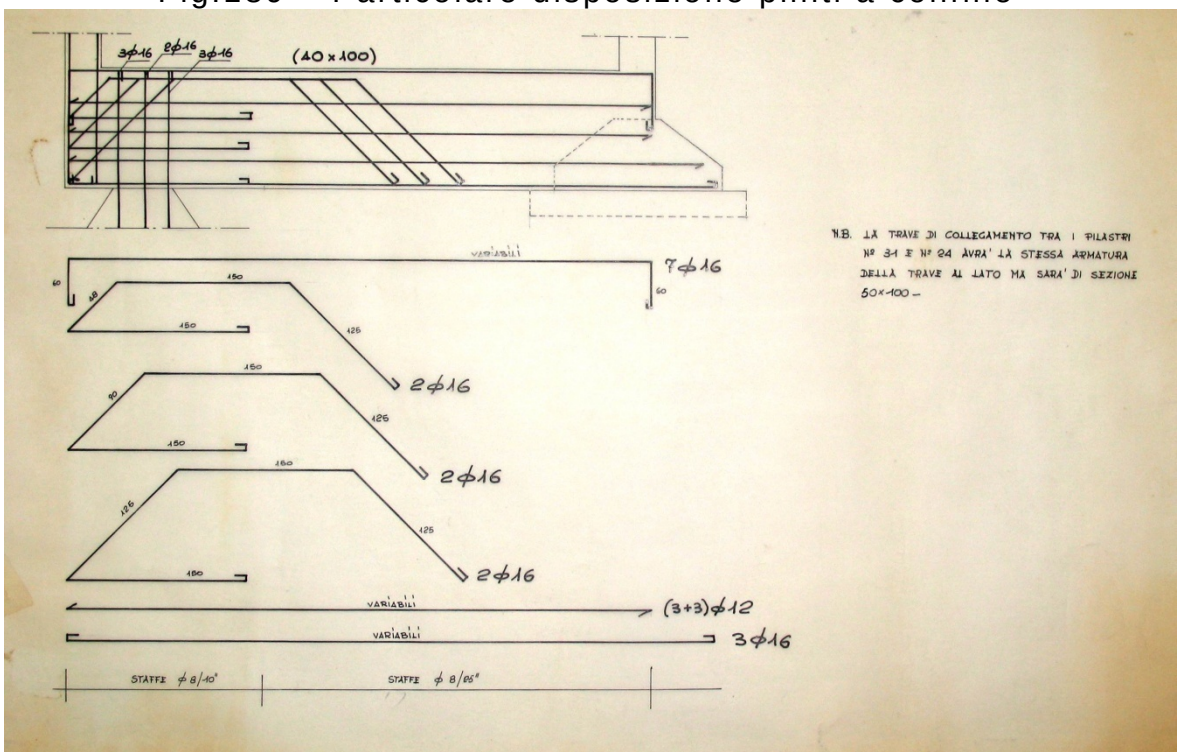


Fig.190 – Armatura sbalzo sul plinto a confine con pilastro a confine su sbalzo -1978 -

Graticcio di Fondazione a travi rovesce – 1984 –

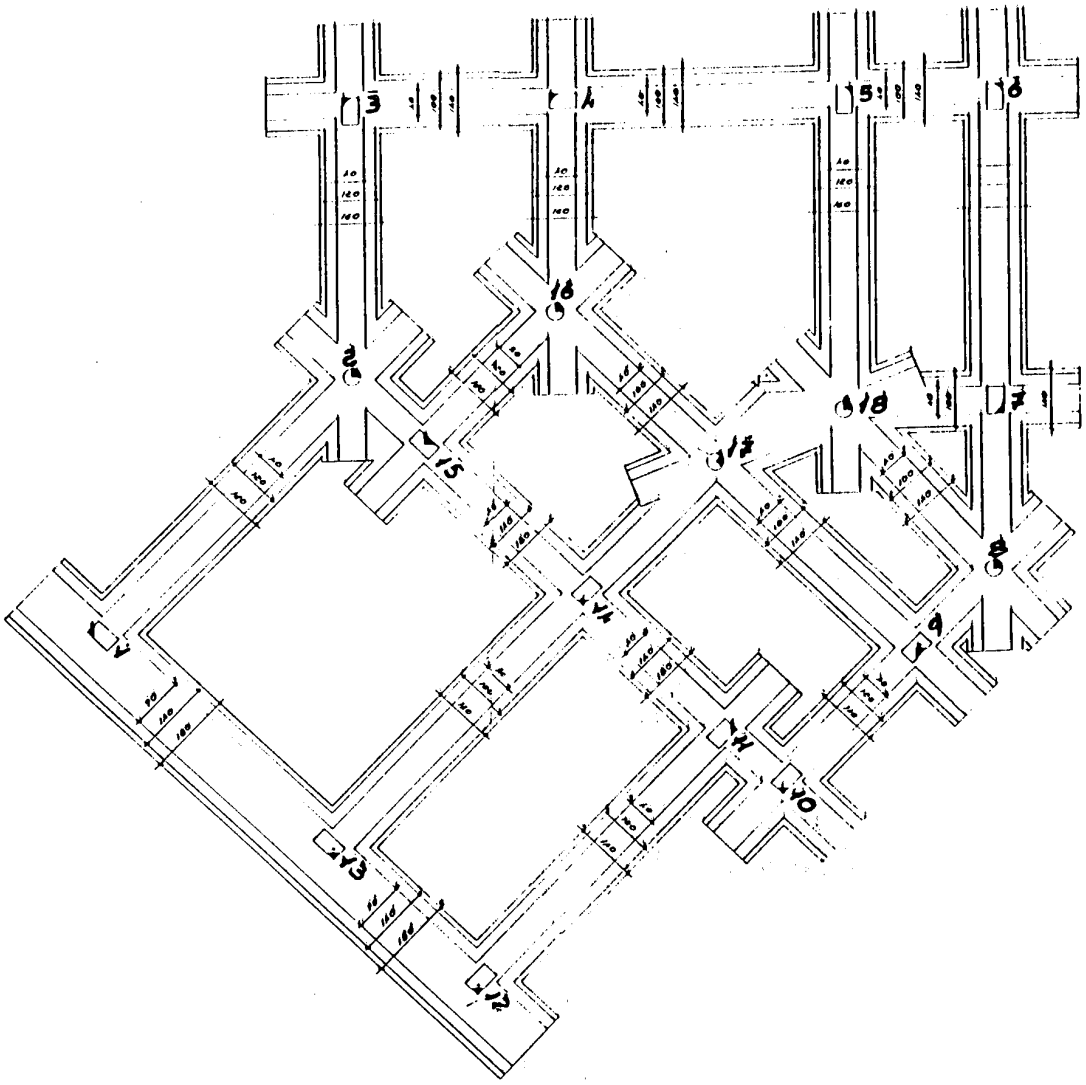


Fig.191

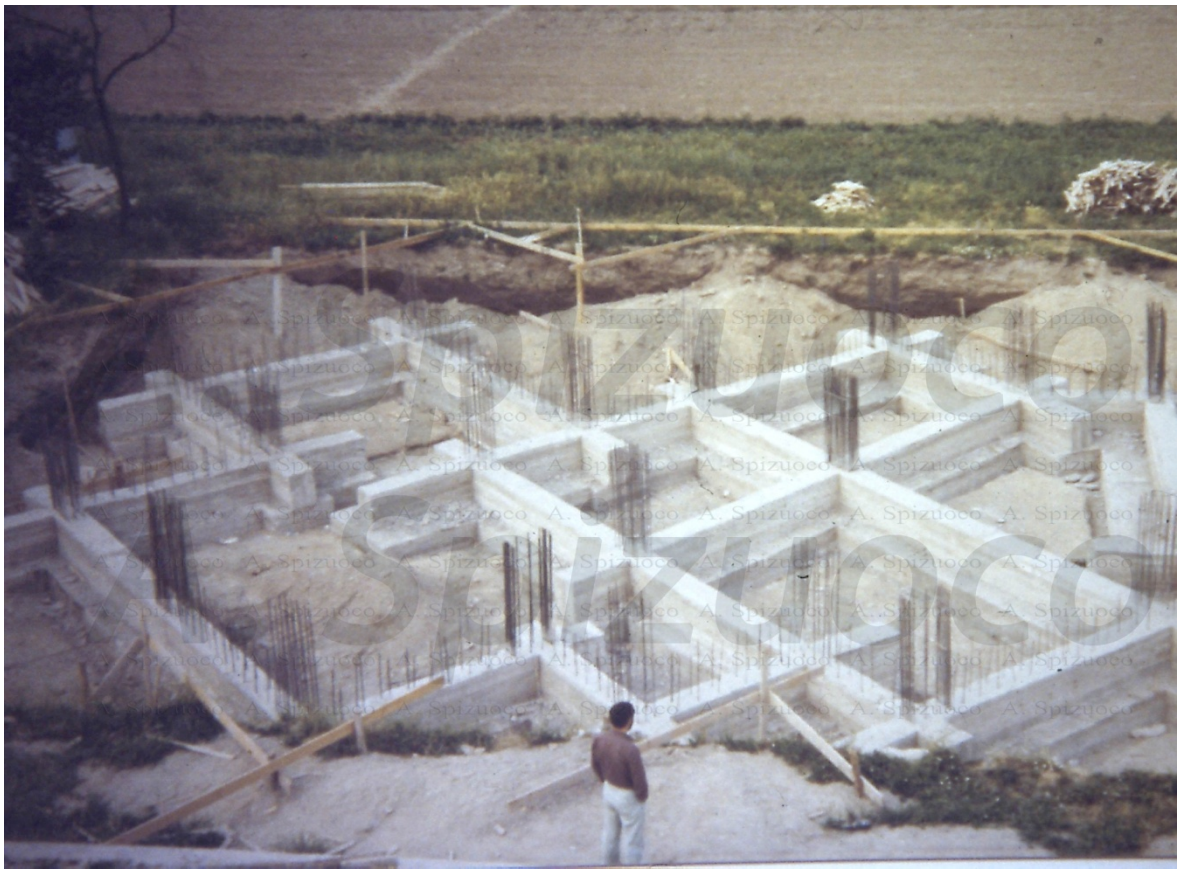


Fig.192 Reticolo di fondazione a travi rovesce

Fig.193 Particolare travi rovesce con ferri di attesa pilastri

Fig.194 Particolare nodo travi rovesce

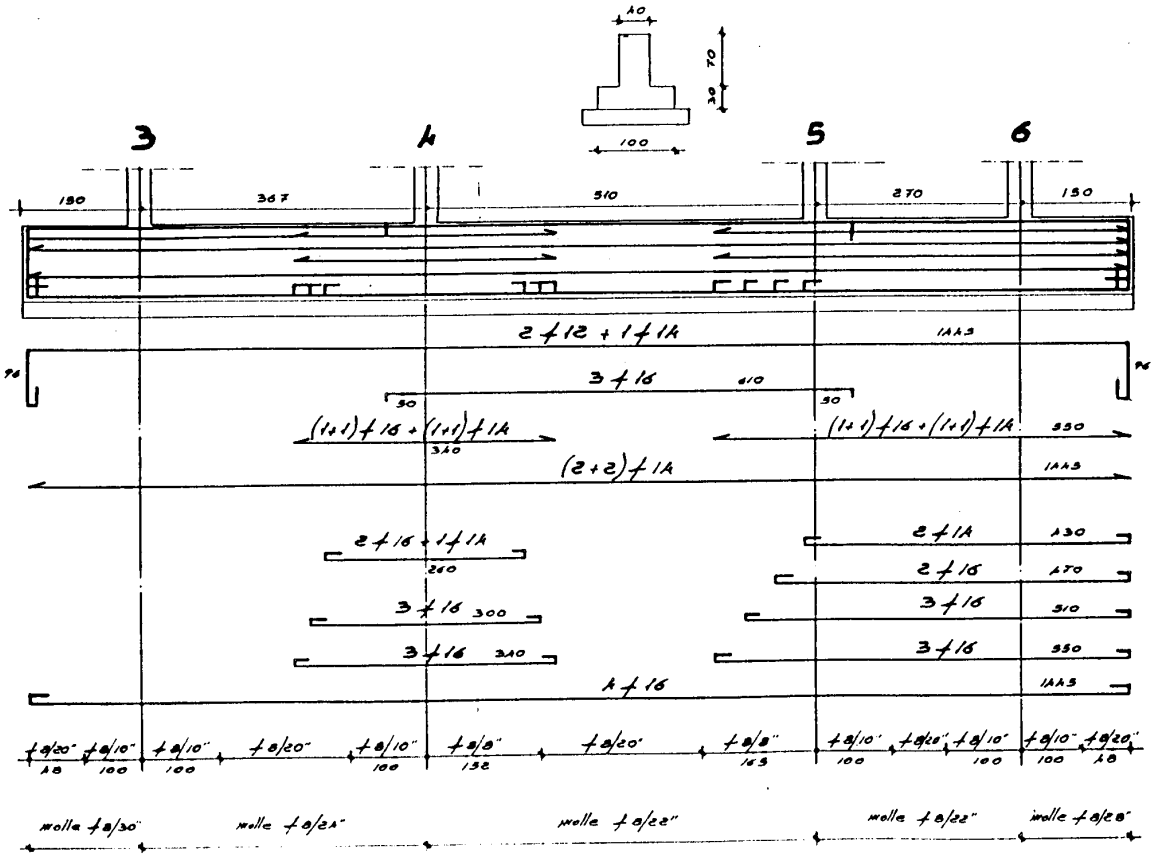


Fig.195 Armatura per trave rovescia armata con ferri diritti

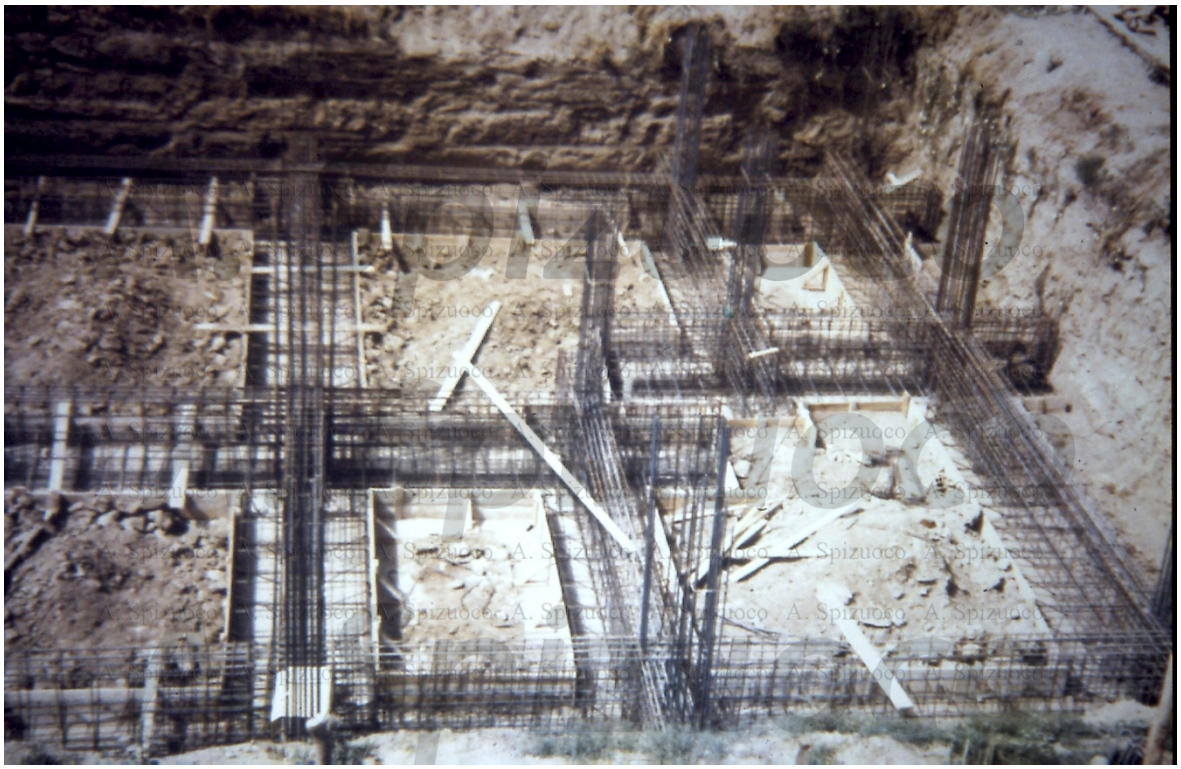


Fig.196 Casseri ed armatura per Travi rovesce con ferri di armatura dei pilastri con giunzione da effettuare a metà altezza d'interpiano

Fig. 197 Particolare Casseri ed Armatura per Travi Rovesce con ferri di attesa pilastri -1986 –

Fondazioni a platea

Fig.198 Platea disposta sul rock file CM2 Napoli-1990-

Fig.199 Platea in acqua 1981

Fig.200 Armatura platea nervata in acqua con ferri d'attesa pilastri con giunzione da effettuare a metà altezza d'interpiano – 1981 -

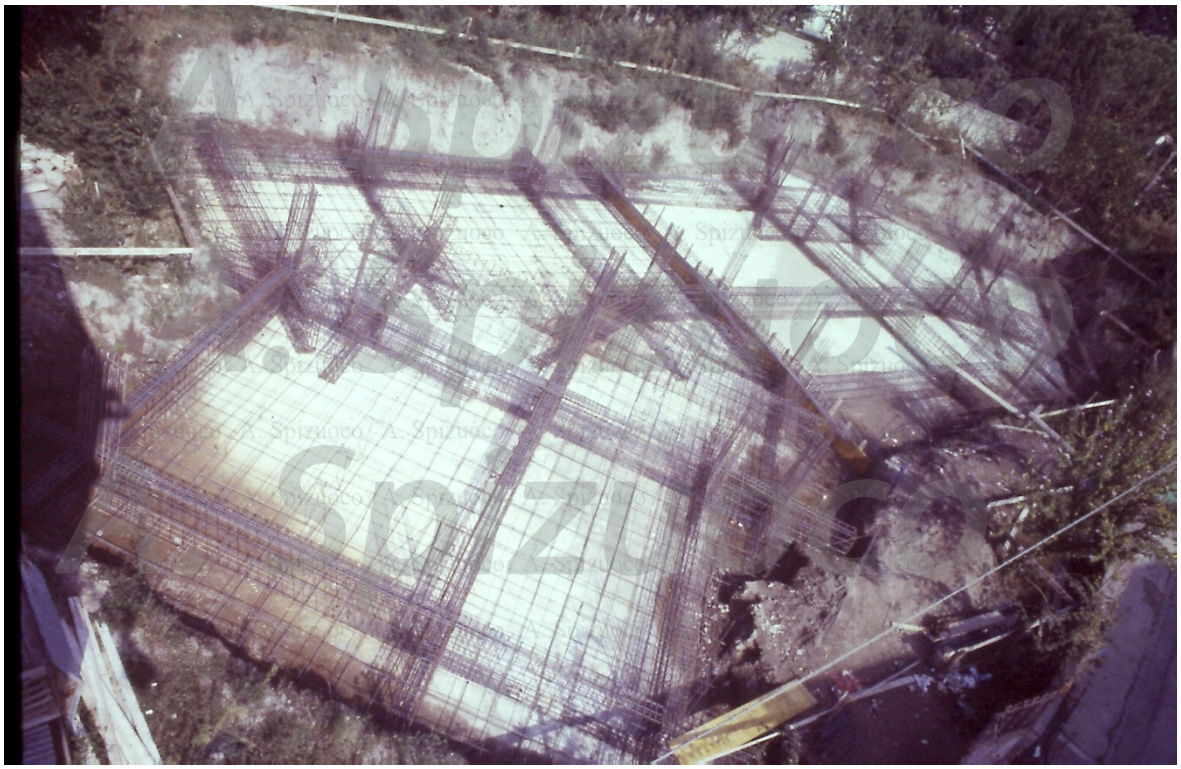


Fig.201 Armatura platea nervata e ferri di attesa per pilastri

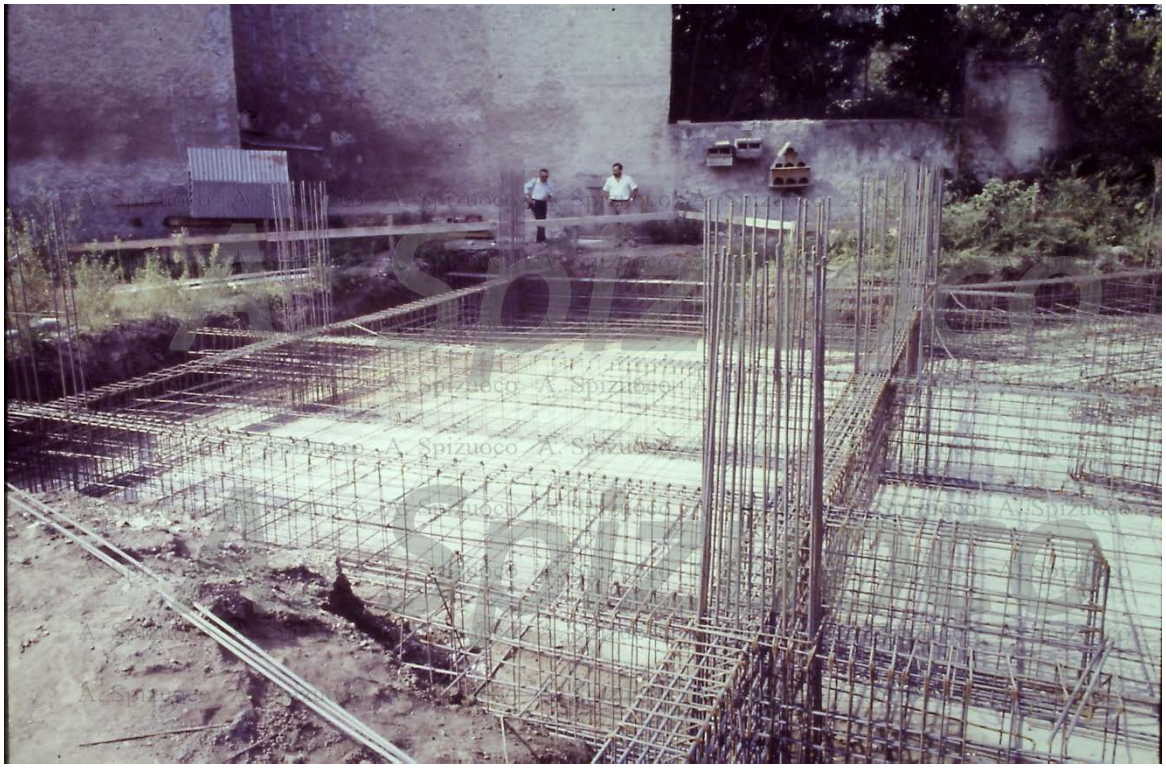


Fig.202 Armatura nervature con ferri d'attesa per armatura pilastri con giunzione a metà altezza d'interpiano

Fig.203 Particolare armatura nodo: nervature - pilastro

Fig.204 Fase getto nervature

Fig.205 Autobetoniera e pompa a bordo cantiere in fase di getto delle fondazioni

Fig.206 Casseri per nervature platea

Fig.207 Casseri e sbadacchiatura in legno per nervature

Fig.208 Fondazione liberata dai casseri

Fig.209 Particolare nodo nervatura dopo la “sformatura”

Fig.210 Giunto tra platee di fondazione – ATTENZIONE: realizzare giunti in fondazione soltanto quando non si può fare diversamente. Specialmente in zona sismica è preferibile non eseguire giunti in fondazione per evitare fenomeni di "riallocazione".

Dimensionamento giunto tra fabbricati

E' appena il caso di riportare quanto prescritto dalla Normativa Tecnica 2008 al punto 7.2.2 per il dimensionamento dei giunti sismici:

> **Distanza tra costruzioni contigue**
>
> La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo *SLV*, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare); in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S / 0{,}5g \leq 1$.
>
> Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in 1/100 dell'altezza della costruzione moltiplicata per $a_g \cdot S/0{,}5g$.
>
> Particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi se le costruzioni hanno apparecchi di isolamento sismico tenendo in conto le indicazioni riportate nel § 7.10.4 e nel § 7.10.6.

Applicando la normativa di cui innanzi, di seguito si riporta un esempio di calcolo delle dimensioni di un giunto tra due edifici:

Dimensionamento del giunto sismico NTC 7.2.2					
Tipo di Costruzione	**2**	*Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*			
Classe d'uso	**II**	*Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti*			
Località		***Longitudine***	***14,4802***	***Latitudine***	***40,9243***

Stato limite	**P_{vr}**	**T_r**	**a_g**	**F_0**	**T_c**
SLV	10	475	0,1771	2,38	0,35

Categoria di sottosuolo	**C**	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina)*
Categorie topografiche	**T1**	*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°*

Stato limite	**S_S**	**S_T**	**S**		
SLV	1,45	1,00	1,45		

Altezza edificio **1000** cm

Spostamento singolo edificio $= a_g \; S \; h \; / \; (0{,}5 \times 100)$ **5,13 cm**

Giunto sismico = **10,26 cm arrotondato a: 11,00 cm**

Fig.211 Spirale + riquadratura di base per casseforme pilastri

Fig.212 “Appiombatura” armatura

Fig.213 Vista generale di fondazioni – modine - fase di armatura pilastri – ferri di attesa per armatura pareti

FONDAZIONI INDIRETTE

Quando i terreni superficiali sono a scarsissima resistenza e gli strati resistenti si trovano a notevole profondità adoperiamo fondazioni indirette ovvero le palificate.
Esse sono costituite da un insieme di pali a cui viene affidato il peso del fabbricato sovrastante. La “portanza” dei pali è affidata alla reazione del terreno lungo la superficie laterale del palo e alla punta del palo. La portanza di punta è data dalla capacità portante che è in grado di assorbire lo strato a contatto con la punta del palo, mentre l’attrito che si genera tra superficie laterale del palo ed il terreno ci fornisce la portanza laterale.
Naturalmente, quando non c’è attrito laterale, i pali lavorano soltanto di punta.

Quando, invece, non c'è uno strato portante di base alla punta dei pali, ad es. assenza di uno strato roccioso o comunque compatto, si ha che il palo lavora soltanto per attrito laterale. In questo caso la palificata si dice "sospesa".
In genere la distanza tra un palo e l'altro deve essere almeno pari a tre volte il diametro del palo utilizzato. Ciò per evitare che i bulbi di pressione dei singoli pali interagiscono tra loro ed anche per un problema di tipo tecnologico ossia per evitare che i pali possano "toccarsi" quando non si ha una perfetta verticalità dei pali.

Va detto, contrariamente a quanto si potrebbe pensare, che la portanza di ogni singolo palo non coincide con la portanza globale della palificata. Se un singolo palo può "portare" 50t e abbiamo un plinto con 4 pali, il carico totale che si può affidare a questo gruppo di pali non è 50x4=200t. Questo perché il carico totale che possiamo affidare al gruppo di pali dipende anche dal tipo di terreno in cui sono immersi i pali. In pratica dipende da un coefficiente che viene chiamato "coefficiente di efficienza" del gruppo di pali. Questo coefficiente per i terreni coesivi è inferiore ad 1. Ciò sta a significare che al gruppo di 4 pali di cui innanzi, se è immerso in un terreno coesivo, dobbiamo affidare un carico inferiore a 200t.
Ci sono vari metodi per calcolare il carico limite di un palo: metodi analitici, semiempirici e metodi basati su indagini penetrometriche.
Tra i metodi più speditivi maggiormente usati vi sono quelli basati su indagini penetrometriche. In particolare, c'è da segnalare che con il penetrometro statico, essendoci la possibilità di misurare l'attrito laterale locale e la resistenza alla punta, si può risalire facilmente alla portanza del palo perché in realtà il penetrometro emula abbastanza bene il "palo".
Ovviamente se il palo da realizzare sarà di tipo infisso, la scelta del penetrometro ricadrà più su un penetrometro SPT a colpi perché con esso si emula più il palo "infisso".
Va precisato che in zona sismica il palo deve essere armato lungo tutto il proprio "fusto" e ciò perché sotto sisma il palo nella migliore delle ipotesi è soggetto a momento flettente, taglio e sforzo normale.

Può accadere, ad esempio che, se nei primi 15 metri di profondità, è presente la falda ovvero sono presenti terreni a tensione litostatica ridotta e fra questi terreni vi siano strati “monogranulari” non coesivi, a fronte di una forte scossa di terremoto, gli strati monogranulari potrebbero essere soggetti a “liquefazione”.
In pratica, se ad esempio i primi 3 metri di profondità sono soggetti a liquefazione ed i pali sono di tipo “sospesi”, significa che lungo il fusto del palo viene a mancare la portanza laterale in corrispondenza dello strato liquefacibile.
L’attrito laterale, sotto sisma, può venire meno anche se il terreno circostante il palo non è liquefacibile. Questo perché a seguito degli spostamenti laterali che il palo subisce, il terreno potrebbe andare in crisi. In definitiva bisogna vedere cosa succede tra terreno e palo ovvero se va in crisi prima il terreno o il palo.
Occorre fare molta attenzione, perché sotto sisma sul plinto agiscono carichi verticali, momenti e forze orizzontali per cui la piastra di fondazione, essendo soggetta a pressoflessione, tende a ruotare e ciò può comportare che una zona può essere compressa e l’altra tesa.
In zona sismica, perciò, non ha senso verificare il palo per la sola portanza verticale. Può capitare, quindi, che sotto sisma lo scarico totale di 200t non si distribuisce equamente sui quattro pali, ma si concentri su due pali mentre gli altri due pali sono completamente scarichi o addirittura può capitare che vadano in trazione. Questo può comportare che i pali compressi sono costretti a “lavorare” con sforzi maggiori di quelli consentiti mentre i rimanenti pali sono soggetti a “sfilamento” dal terreno.
Potrebbe essere (in)utile, inoltre, valutare il periodo di vibrazione del terreno, del singolo palo e della palificata; questo perché per un terremoto catastrofico, se il periodo di vibrazione del terreno è della stessa entità di quello del palo o della palificata, il tutto va in risonanza e quindi in crisi. In genere questo tipo di verifica, per quanto mi risulta, non viene mai effettuata ma sarebbe opportuno eseguirla.
A tal fine un metodo abbastanza semplice potrebbe essere quello di quantificare il periodo di vibrazione del palo e/o del gruppo di pali in funzione dell’inerzia del palo, del modulo di elasticità, del

carico e della lunghezza libera d'inflessione che conduce alla formula seguente con il periodo T espresso in secondi.

$$T = 0{,}00001(26 \div 23)\sqrt{\frac{P \times l_0^3}{J}}$$

In cui P = carico agente sul palo;

l_0 = lunghezza libera d'inflessione;

J= momento d'inerzia del palo = $\frac{D^4}{64}\pi$;

naturalmente, per un gruppo di pali si ritiene sufficiente inserire le sommatorie nella formula precedente ottenendo

$$T = 0{,}00001(26 \div 23)\sqrt{\frac{\sum_i^n P_i}{\sum_i^n \frac{J_i}{l_{0i}^3}}}$$

In cui n è il numero di pali.

Nelle aree epicentrali i periodi di terremoti catastrofici sono comunemente compresi tra 0,1 e 0,7 secondi per cui possiamo ritenere che se il periodo naturale del palo è superiore a 2 secondi non c'è risonanza.

Naturalmente, se c'è il rischio di risonanza, è possibile far variare il carico sul palo, l'inerzia oppure la lunghezza libera d'inflessione per rientrare nei limiti di sicurezza.

I pali possono essere di tipo battuto e di tipo trivellato. Quelli di tipo battuto sono costruiti fuori d'opera ovvero prefabbricati e poi vengono infissi nel terreno per battitura. Va detto, però, che durante la battitura, le vibrazioni possono causare lesioni sugli edifici circostanti.

Di questi tipi di pali fanno parte anche i pali in legno ed in acciaio, quelli in legno sono sconsigliati per terreni soggetti a variazione del livello di falda.

I pali trivellati vengono eseguiti direttamente nel terreno forando il terreno con una trivella per poi inserire la gabbia di armatura ed eseguire il getto di calcestruzzo nel foro.

La scelta dell'uno o dell'altro tipo di palo dipende da diversi fattori ma essenzialmente dal tipo di terreno che deve ospitare i pali.

I pali battuti vanno bene per terreni non molto compatti, i pali trivellati possono attraversare qualsiasi tipo di terreno. I pali battuti, se eseguiti in terreni sabbiosi, migliorano l'addensamento del terreno, viceversa se eseguiti in terreni argillosi, avremo una diminuzione della resistenza.
Fermo restando che l'esecuzione dei pali, battuti o trivellati, comunque disturba il terreno in posto i pali trivellati provocano sempre una decompressione nel terreno peggiorando le sue caratteristiche. Bisogna fare molta attenzione quando si eseguono pali trivellati in sabbia con presenza di falda perché se trattasi di falda artesiana e/o molto "veloce" essa può tranciare il palo.
Per quanto riguarda le dimensioni, i pali battuti hanno un diametro massimo di 60cm e lunghezza 20 metri. Per i pali trivellati non si hanno problemi di diametro e/o di lunghezza.
Per quanto riguarda la qualità del calcestruzzo, per i pali battuti in genere è ottima perché, essendo prefabbricati, rispondono a degli standard predefiniti controllabili anche dopo a piè d'opera.
Per quelli trivellati la qualità dipende dalle tecniche operative e dalla qualificazione del personale di cantiere addetto ai lavori.
In ogni caso va detto che sia per pali in calcestruzzo che per quelli in acciaio bisogna fare attenzione quando essi vengono immersi in acque aggressive come ad esempio quelle marine.
Repetita iuvant; in zona sismica non ha senso verificare i pali soltanto per carichi verticali; questo tipo di verifica potrebbe andare bene unicamente per un dimensionamento di massima adottando dei coefficienti di sicurezza molto alti. Giacché il costo dei pali incide notevolmente sul costo finale di una costruzione un dimensionamento di massima è utile soltanto al fine di una previsione dei costi e delle problematiche esecutive che si potrebbero presentare.
La cosa migliore è comunque quella di farsi coadiuvare da un ingegnere specialista in materia.
Una maniera abbastanza semplice per il dimensionamento dei pali ai carichi verticali è quella di seguito indicata, basata sulle risultanze di prove penetrometriche statiche. Anzi c'è da dire che le incertezze congenite delle formule teoriche finalizzate al calcolo del carico limite dei pali di fondazione in particolare nei terreni

incoerenti, fa si che sia più opportuno effettuare il calcolo basandolo sui risultati di prove in sito. Tra queste quelle più diffuse ed affidabili sono da ritenersi le Prove Penetrometriche Statiche (C.P.T.) e le S.P.T. (Standard Penetration Test). Questo metodo si è rivelato particolarmente attendibile per pali battuti.

Con riferimento al penetrometro statico, sappiamo che questa attrezzatura fornisce la resistenza unitaria alla punta r_p e la resistenza laterale locale unitaria r_{ll}.

Per pali battuti la resistenza unitaria alla punta p viene assunta pari ad r_p avendo l'accortezza di assumere come r_p il valore medio di r_p tra la profondità $(L+d)$ ed $(L-4d)$ in cui d è il diametro del palo.

Per resistenza laterale s si assume la r_{ll} rilevata lungo il profilo penetrometrico.

Ovviamente il carico limite alla punta del palo si ottiene moltiplicando la resistenza unitaria p per la superficie di base del palo; la resistenza laterale si ottiene moltiplicando la r_{ll} per la superficie laterale del palo. Nel caso di terreni stratificati, la r_{ll} sarà valutata per strati omogenei con valori differenziati lungo il fusto del palo.

Quanto sopra è riferito a pali battuti; nel caso di pali trivellati, si consiglia di assumere valori di p pari ad $\frac{1}{3}$ di p relativa ai pali battuti e valori di s pari ad $\frac{1}{2}$ di quelli calcolati per pali battuti.

Al carico limite calcolato in questo modo vengono applicati coefficienti di sicurezza non inferiori a 2,5.

Quanto sopra usualmente è applicabile per pali di medio diametro.

Si coglie l'occasione di ricordare che vi sono anche pali di piccolo diametro ovvero micropali radice, tubfix, valvolati, ecc. .

Prove di carico su pali

E' appena il caso di riportare che la normativa impone di sottoporre a prove di carico almeno il 2% dei pali realizzati con un minimo di due pali. Esse si possono effettuare con zavorra o con pali di contrasto. Nel seguito ri riportano alcuni fotogrammi di riferimento per illustrare tali prove.

Fig. 214 - Cantiere in cui si sta organizzano una prova su pali tramite zavorra

Fig.215 - Fase di carico dei blocchi di calcestruzzo con funzione di zavorra

Fig. 216 - Pali caricati con zavorra + casseri per travi di collegamento

Fig. 217 - Particolare della zavorra e profilati in ferro di contrasto

Fig.218 - Prova di carico su pali con contrasto ottenuto tramite coppie di pali

Fig.219 - Martinetto idraulico per generare lo sforzo di contrasto per prova di carico senza zavorra + comparatori per la misura dei cedimenti

Armatura pali

Fig.220 - Gabbie di armatura pali da gettare in opera

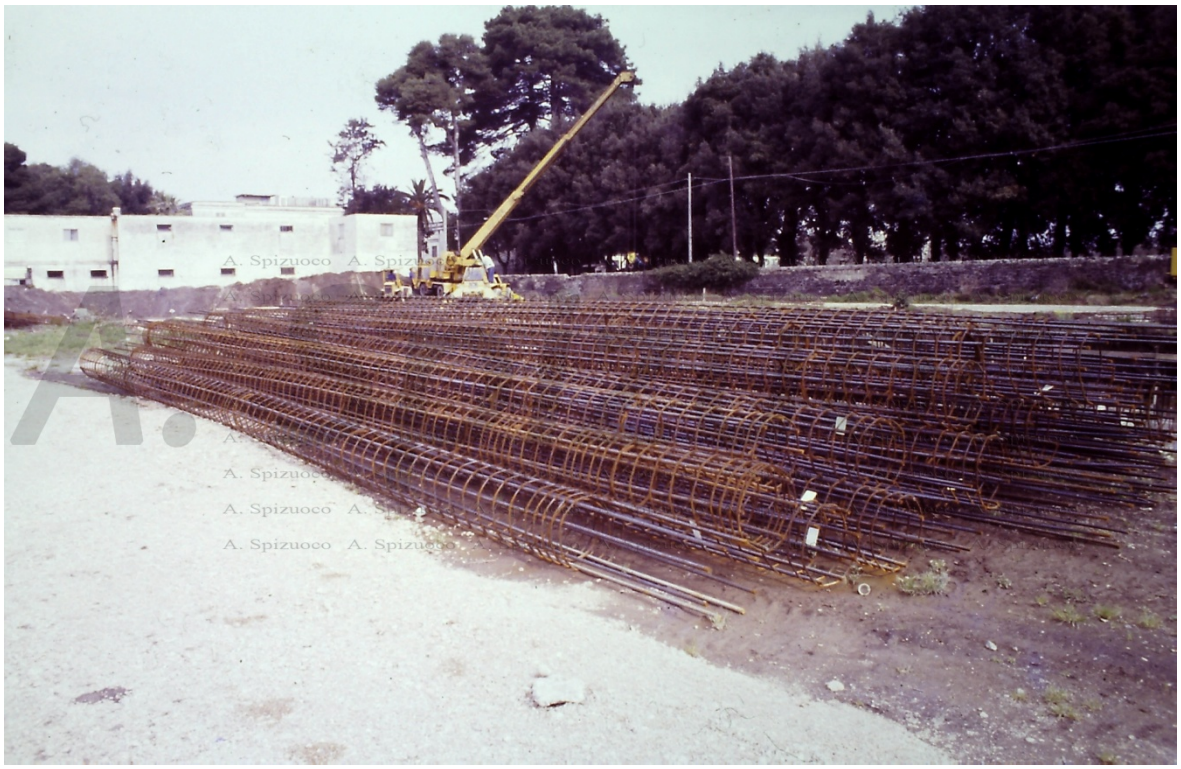


Fig.221 - Gabbie di armatura pali da gettare in opera

Fasi di lavorazione dei pali

Fig.222 - Macchinario di perforazione per pali

Fig.223 - Pali scapitozzati e non

Fig. 224 - Fase di Scapitozzamento pali

Alcune tipologie di pali

Fig.225 - Pali di medio diametro a sostegno di un fabbricato

Fig.226 - Pali di piccolo diametro

Fig. 227- Palificata per paratia

FONDAZIONI SU PALI per nuovo complesso di edifici

Fig.228 - Fase di disposizione delle armature plinti

Fig. 229 - Casseri per plinti su pali – plinto a 3 pali

Fig.230 - Casseri per plinti su pali e travi di collegamento

Fig.231 - Plinto a 4 pali e plinto a 5 pali

Esecutivi plinti su pali ed esecuzione in cantiere

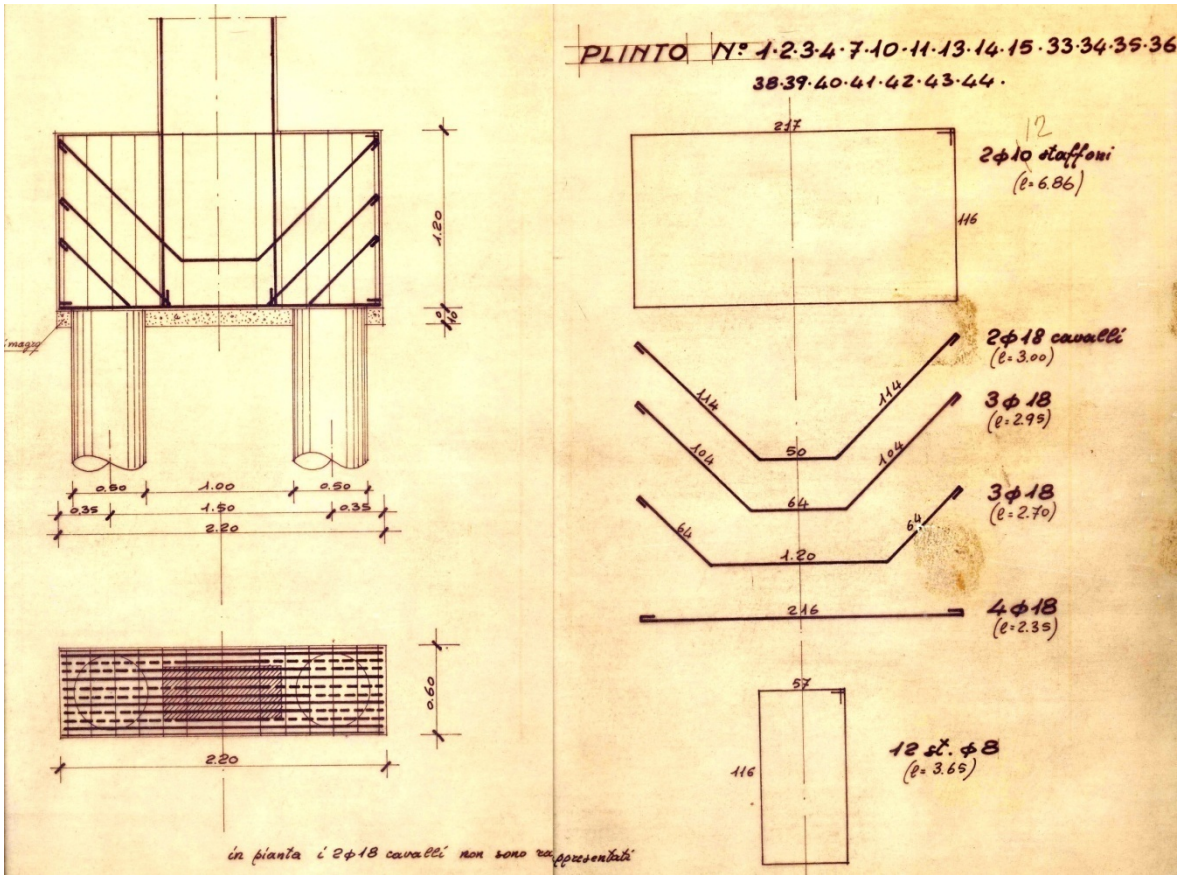


Fig.232 - Plinto a Due Pali

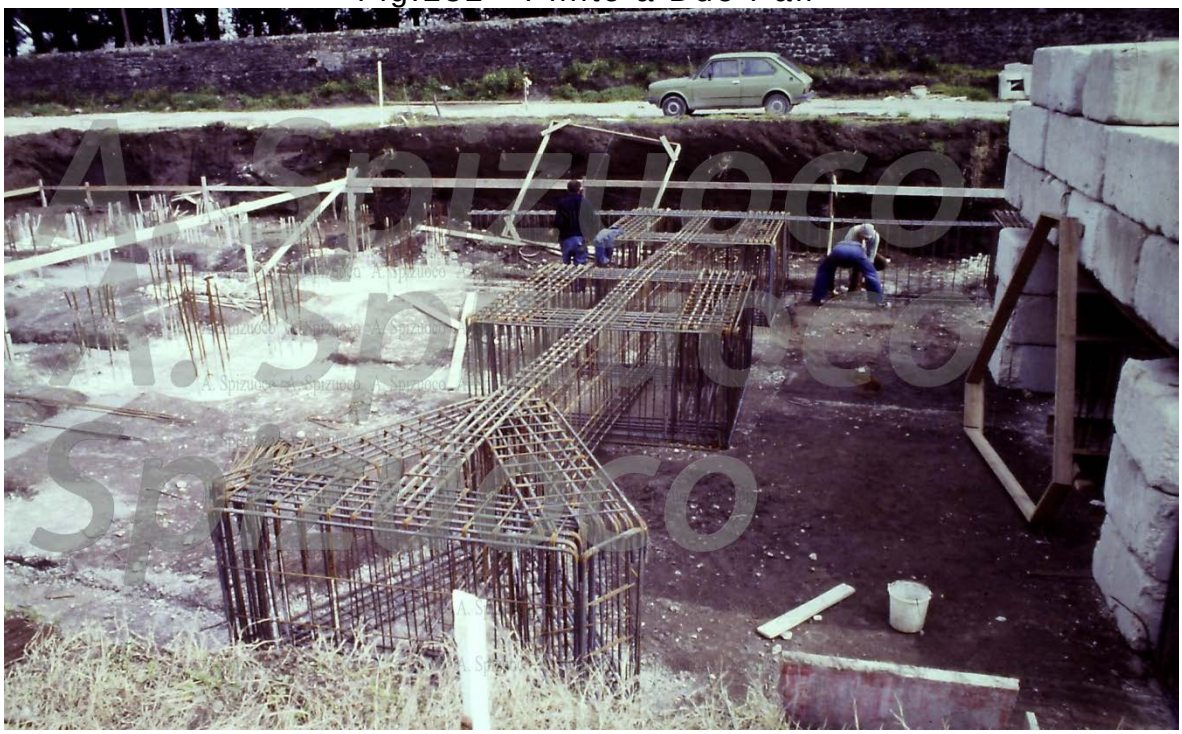


Fig. 233 - Armatura plinto a 3 pali e 4 pali con trave di collegamento – zavorra per prove di carico

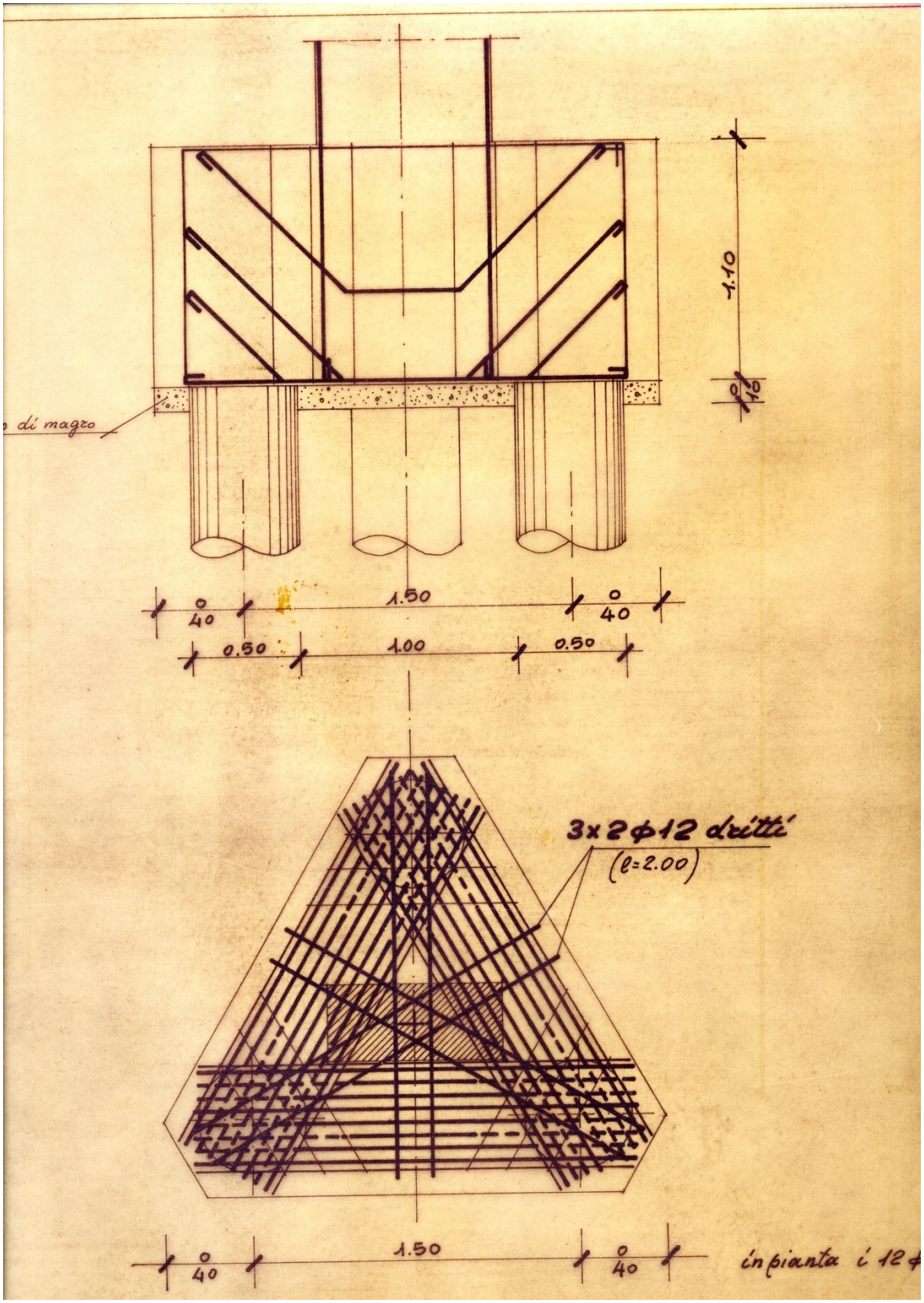


Fig.234 - Plinto a Tre Pali

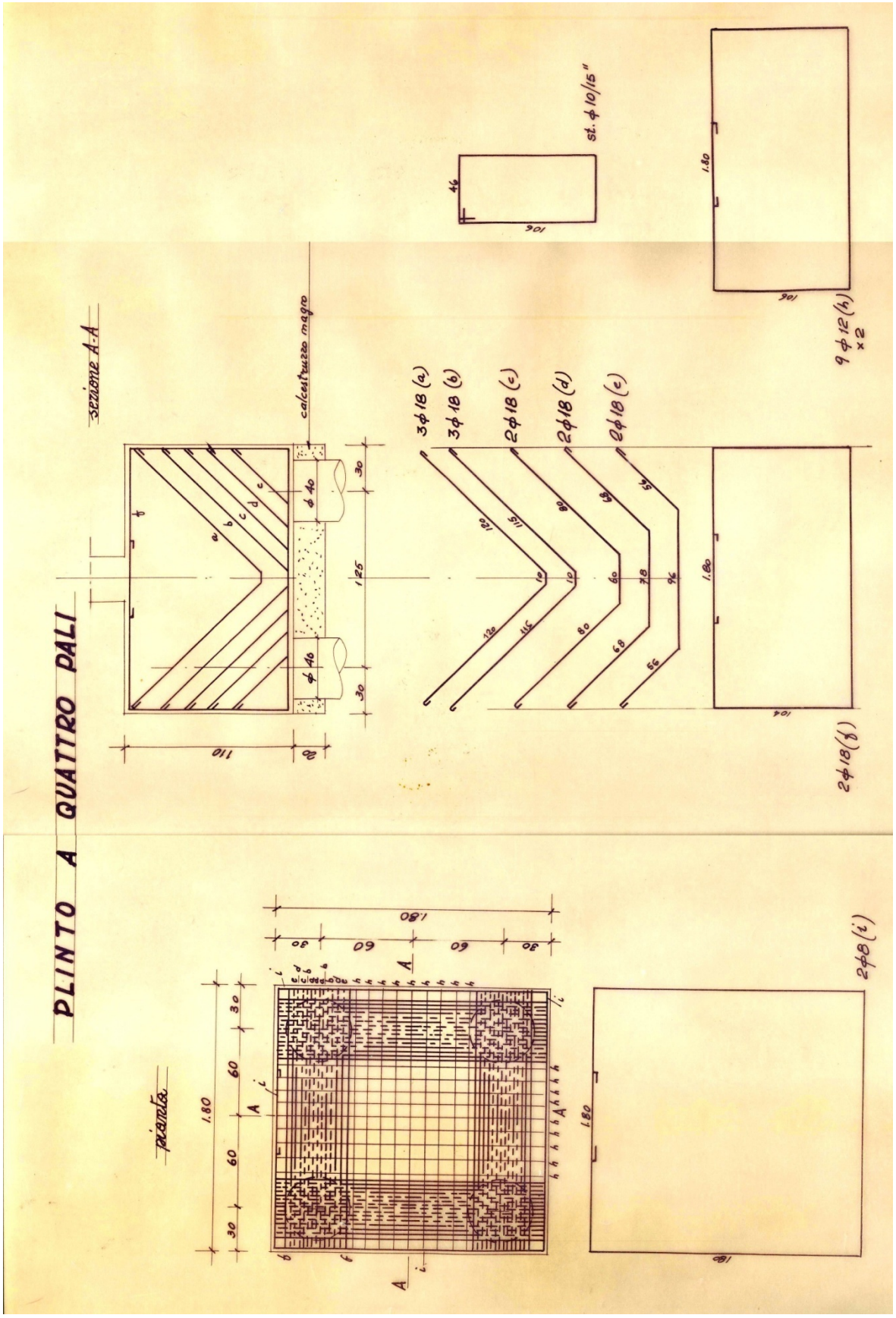


Fig. 235 - Plinto a Quattro Pali

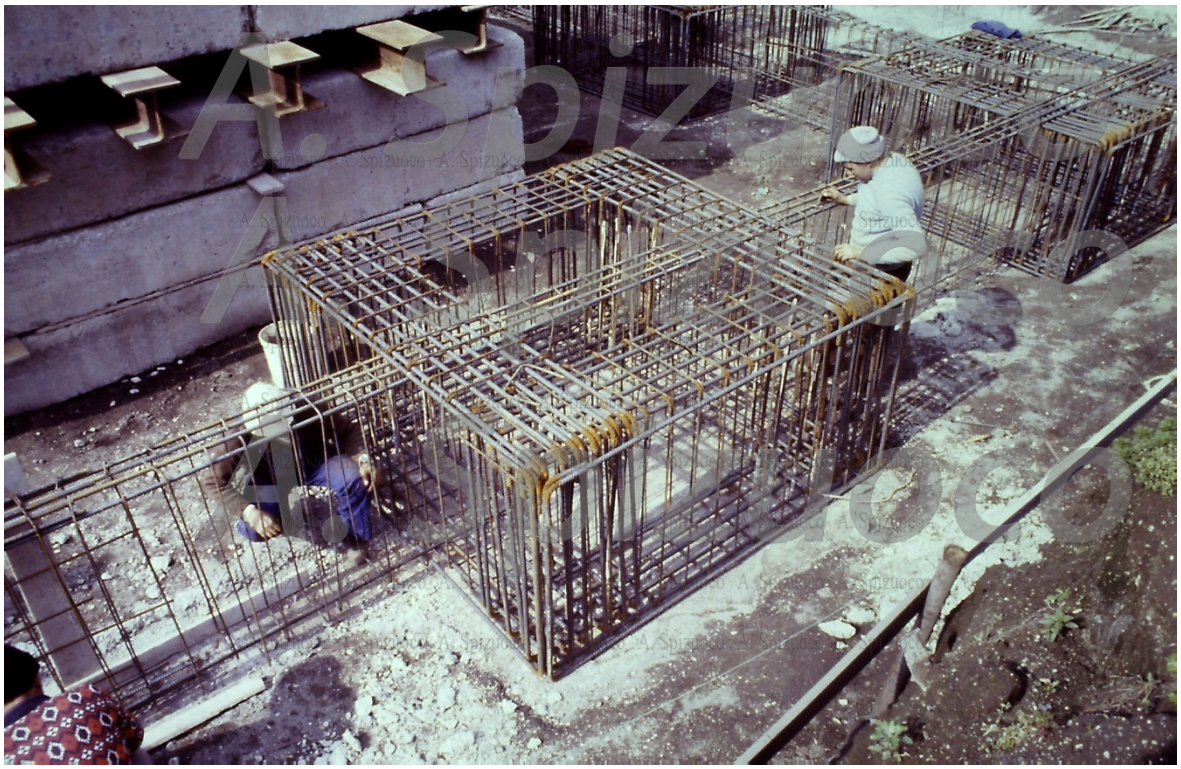


Fig.236 - Fase di armatura plinto a 4 pali

Fig.237 - Armature plinti su pali con travi di collegamento

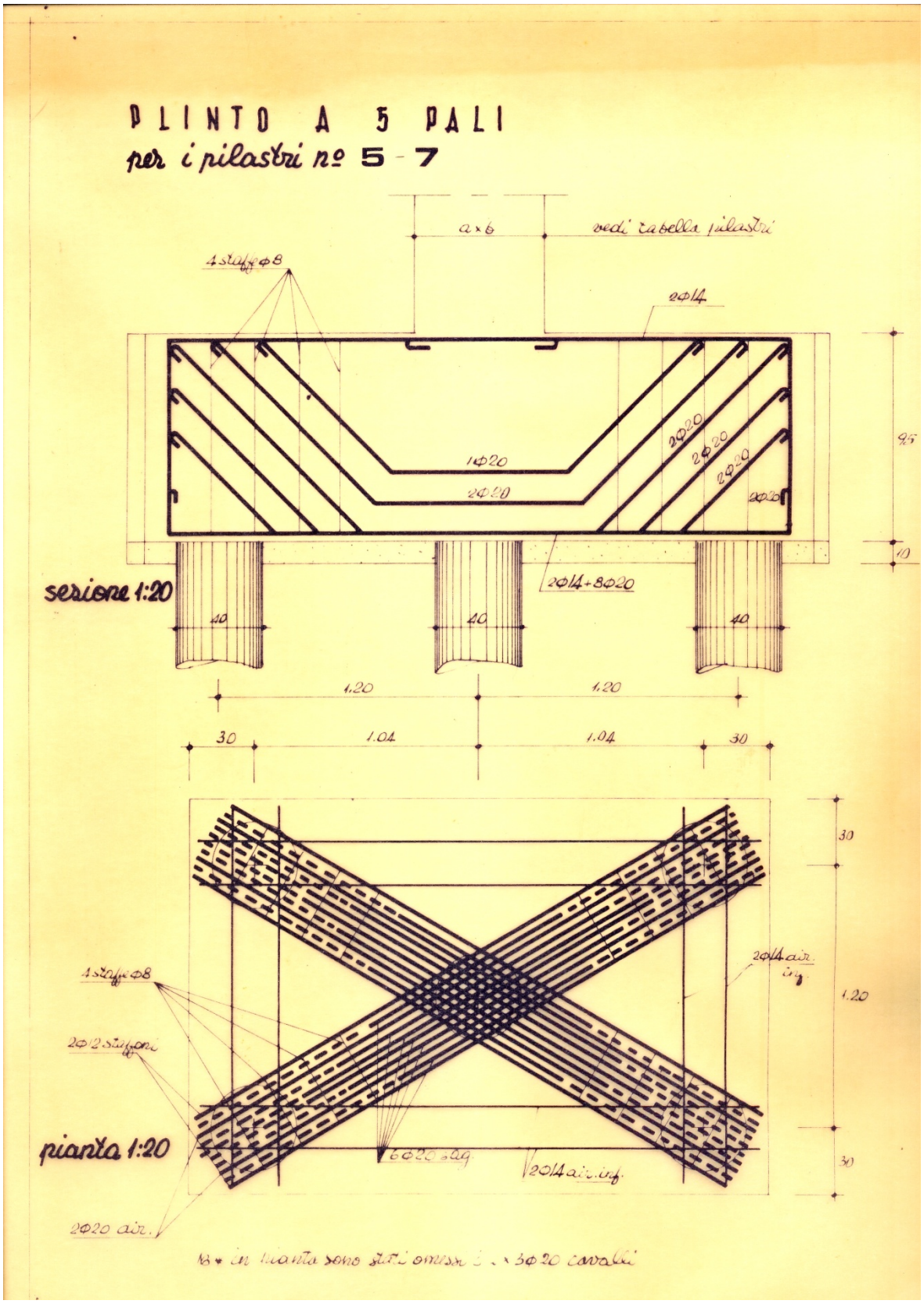


Fig.238 - Pianta e Sezione Plinto a 5 Pali

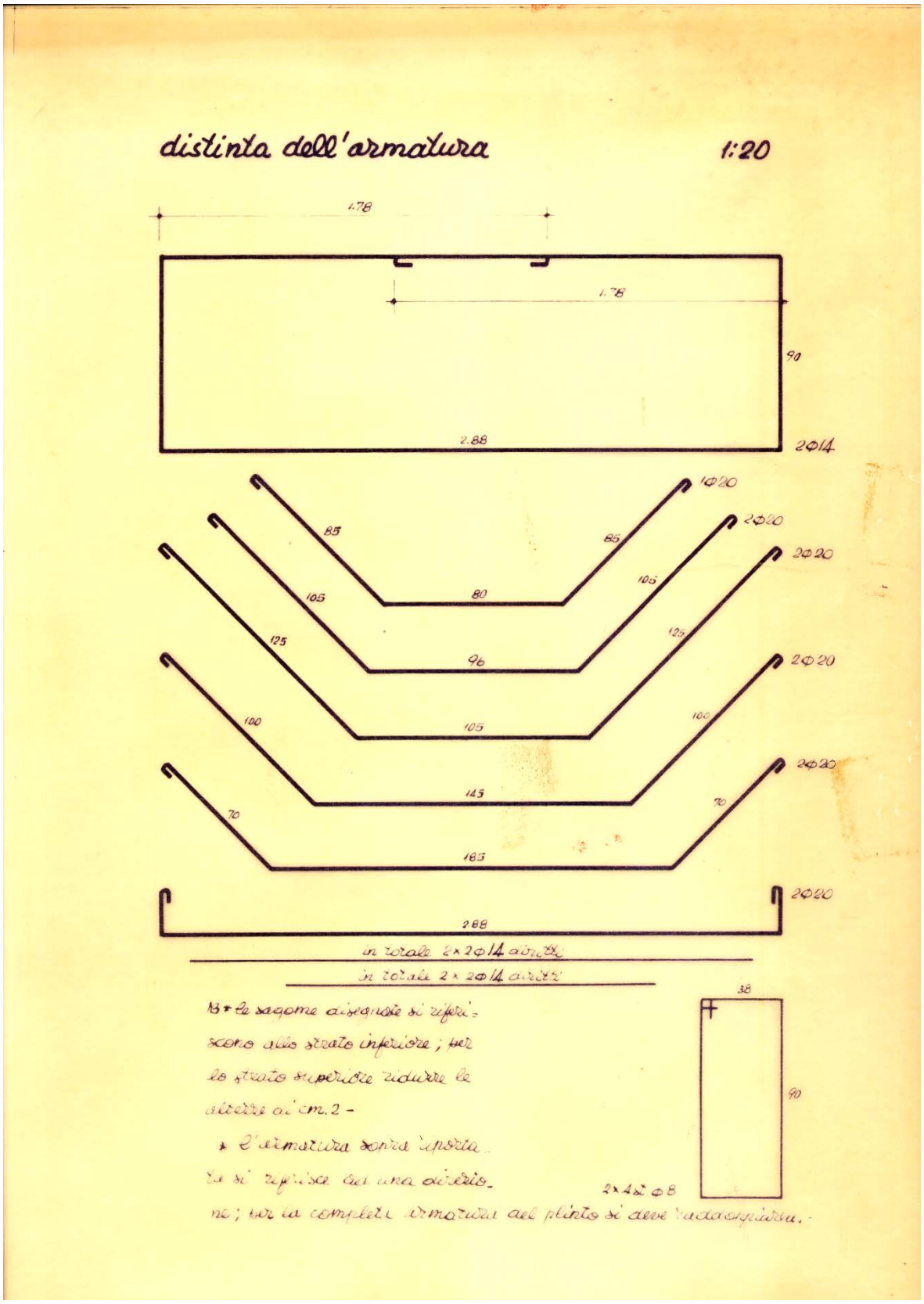


Fig.239 - Distinta Armatura Plinto a 5 Pali

FONDAZIONI DIRETTE

Calcolo Del Carico Limite

La meccanica delle terre (geotecnica) è un particolare settore dell'ingegneria civile, che si occupa del comportamento del suolo e dell'interazione di esso con le opere di fondazione.

Il carico limite rappresenta la pressione massima che una fondazione può trasmettere al terreno prima che questo raggiunga la rottura. Esso riguarda la verifica di stabilità dell'insieme terreno-opera di fondazione.

Dall'analisi di curve sperimentali carico-cedimenti, si sono individuati diversi meccanismi di rottura che essenzialmente possono ricondursi a:

- Rottura generale;
- Rottura locale;
- Punzonamento;

Per ogni comportamento di cui innanzi, si sviluppano nel terreno sottostante la fondazione superfici di rottura con andamenti diversi. L'osservazione diretta ha consentito di stabilire che nel caso di terreno denso o compatto i piani di rottura raggiungono la superficie del piano di campagna e questo tipo di comportamento viene detto **Rottura Generale**.

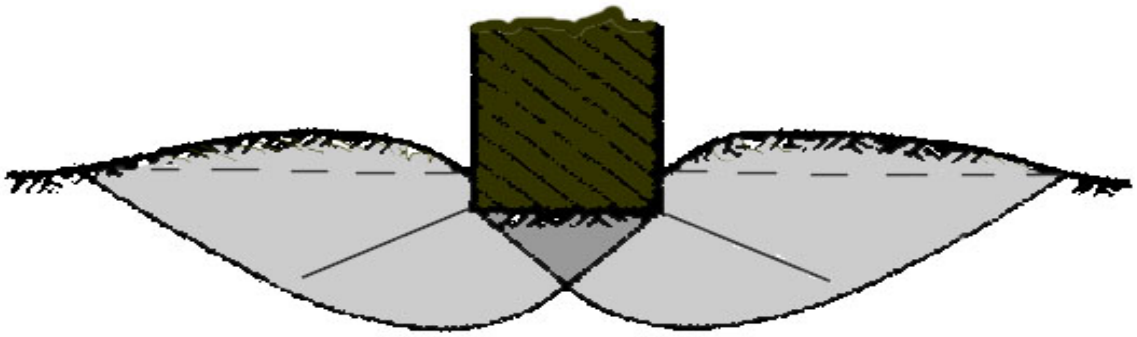


Fig.240 - Rottura generale

In presenza di terreno sciolto o poco consistente si è visto che le superfici di rottura interessano soltanto la zona riguardante il cuneo di terreno sottostante la fondazione senza estendersi lateralmente. Questo comportamento viene indicato con il nome di **Rottura Locale**.

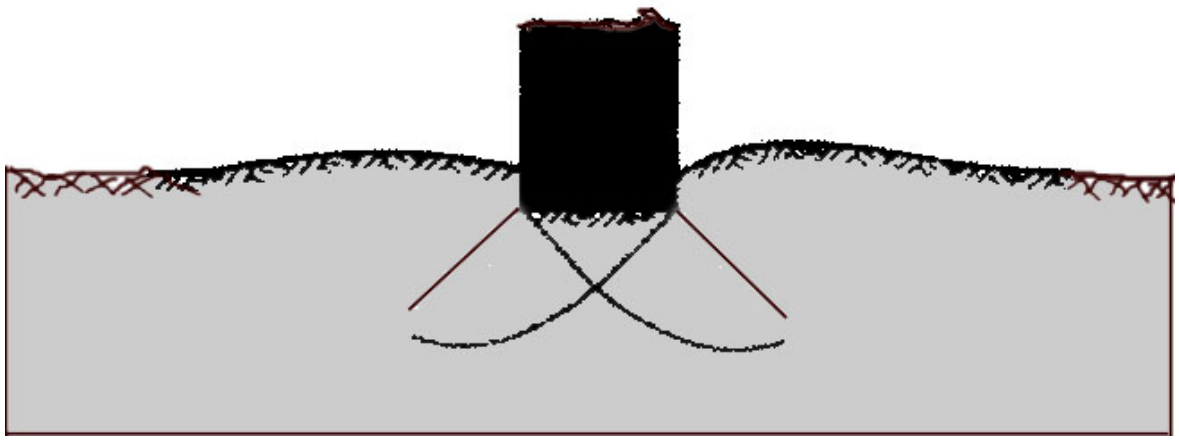


Fig.241 - Rottura locale

Nel caso di terreno molto sciolto o molle si è riscontrato che le superfici di rottura coincidono con le facce laterali del cuneo; In questo caso siamo in presenza di **Punzonamento**

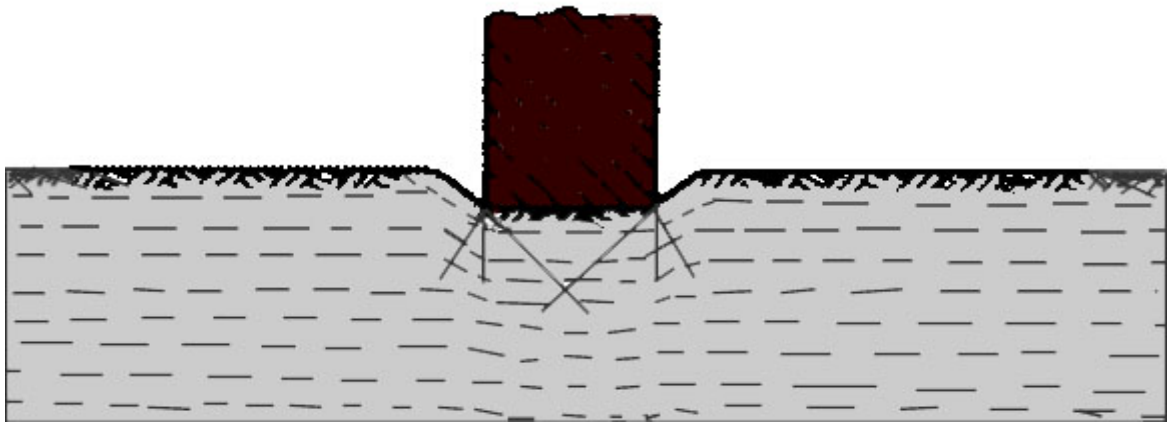


Fig.242 - Rottura per punzonamento

I principali studi per il calcolo del carico limite sono stati condotti dal Prandtl (1920) e dal Terzaghi (1943) per fondazione nastriforme utilizzando il metodo dell'equilibrio limite.

Entrambi schematizzarono il terreno come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo a comportamento rigido plastico a cui era applicabile il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
Per il calcolo del carico limite del complesso terreno-opera di fondazione su un terreno reale, non esistono metodi esatti ma soltanto formule approssimate trinomie ottenute per sovrapposizione di effetti della somma di tre componenti calcolate separatamente il cui risultato è approssimato ma l'errore che si commette è comunque piccolo e a favore della sicurezza.

La formula più semplice che in genere si utilizza per il calcolo del carico limite è quella di Terzaghi*, ingegnere insigne, che ha gettato le basi della geotecnica:

$$q_{lim} = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.5\gamma_2 B N\gamma$$

in cui

- c = coesione del terreno(daN/cm²)
- γ_1= peso specifico del terreno sopra il piano di posa(daN/cm³)
- D_f = profondità del piano di posa(cm)
- γ_2 = peso specifico del terreno sotto il piano di posa(daN/cm³)
- B = larghezza fondazione(cm)
- $N_c, N_q, N\gamma$ = quantità adimensionali detti fattori di capacità portante o coefficienti di portanza, funzioni di ϕ (angolo di resistenza al Taglio).

Per il calcolo dei fattori N_c, N_q c'è un accordo quasi unanime tra gli specialisti del settore, mentre per il fattore $N\gamma$ sono state proposte diverse soluzioni.
E' appena il caso di sottolineare che il valore dei coefficienti di portanza cresce molto velocemente con l'angolo di resistenza al Taglio. Per la quantificazione dei fattori di portanza è più rilevante, perciò, una corretta scelta dell'angolo di resistenza al Taglio

anziché l'utilizzo di una delle diverse formule proposte dai vari autori.

Va segnalato, anche, che per verifiche in condizioni non drenate di fondazioni superficiali su terreno coesivo saturo, in termini di tensioni totali, per $\phi=0$ i coefficienti di portanza risultano:

$$N_c=1;\ N_q=5,14;\ N\gamma=0.$$

Una volta calcolato il carico limite, dividendo il carico limite per il carico di esercizio, otteniamo il coefficiente di sicurezza, che salvo casi eccezionali previsti dalla Normativa, non potrà essere inferiore a tre.

La formula indicata per il calcolo del carico limite, purtroppo, risulta valida solamente per fondazioni nastriformi con carico centrato.

Questa condizione nella realtà si verifica in ben pochi casi, in quanto in situazioni pratiche concrete le condizioni in genere sono ben diverse dalle ipotesi di portanza formulate dal Terzaghi, però, per un primo dimensionamento (e non) delle fondazioni la possiamo tranquillamente utilizzare.

La formula iniziale, perciò, è stata "affinata" inserendo il contributo di ulteriori "parametri" e ad essa fanno capo gli specialisti del settore (ingegneri geotecnici) che, pur partendo dalla formula del Terzaghi, giungono a stimare il carico limite per fondazioni, tenendo conto di:

forma delle fondazioni;
profondità del piano di posa;
inclinazione dei carichi;
eccentricità dei carichi,
inclinazione del piano di posa;
inclinazione del piano di campagna;
presenza della falda;
natura del terreno.

Per effettuare, quindi, un calcolo del carico limite, oltre a conoscere la geometria della fondazione e la natura del terreno, occorre sapere quali sono i carichi e come agiscono sulla fondazione, ovvero che effetto producono sull'opera di fondazione.
Per quanto riguarda la natura del terreno, bisogna effettuare delle indagini sul terreno interessato per definire il profilo geotecnico del terreno.
Nel caso di edifici per civile abitazione occorrerà raggiungere con le indagini anzidette una profondità di (1-2)B, ove B è la larghezza del lato minore dell'edificio.

* La formula di Terzaghi è applicabile per casi abbastanza semplici, ovvero per fondazioni nastriformi con carico centrato. In tutti gli altri casi essa cade in difetto, per cui è preferibile applicare altre formule, (Hansen, Vesic, ecc.) più avanzate, anche se sostanzialmente esse derivano da quelle di Terzaghi e non producono grosse differenze.

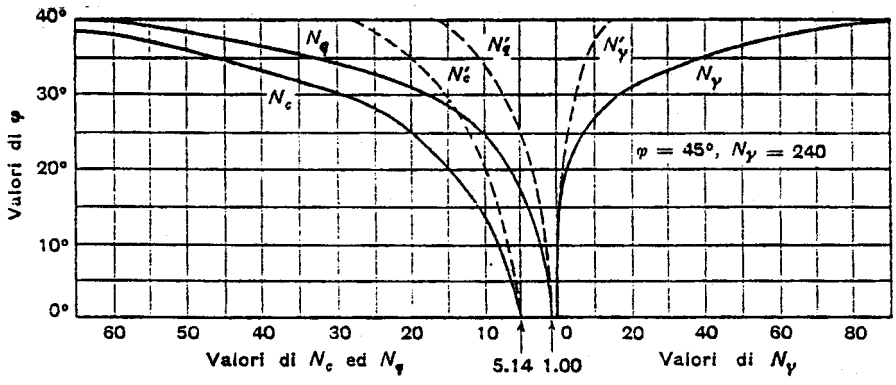


Fig.243 - Relazione fra angolo di attrito interno φ e coefficienti di capacità portante

Una ultima considerazione pratica corre l'obbligo effettuarla al fine della quantificazione del carico di esercizio, giacché la sua determinazione è di fondamentale importanza per stabilire il coefficiente di sicurezza nei confronti del carico limite e per la quantificazione dei cedimenti fondali. Spesso si perde di vista l'effettivo carico di esercizio a cui sono sottoposte le fondazioni. Questo perché specialmente con l'avvento degli elaboratori elettronici, giacché in automatico il computer fornisce gli sforzi normali, i tagli e i momenti che agiscono al piede delle pilastrate,

si ritiene (erroneamente) che questi valori siano i carichi che sollecitano le fondazioni. A ciò va aggiunto che, da quando quasi tutto il territorio italiano è stato classificato sismico, i valori dei carichi che vengono utilizzati per le verifiche delle fondazioni risultano abbastanza gravosi.

In realtà la situazione non è esattamente in questi termini; questo perché la valutazione dei carichi sulla fondazione con particolare riguardo ai carichi accidentali, andrebbe maggiormente approfondita a seconda dell'utilizzo e delle caratteristiche della struttura. Così ad esempio, per un edificio per civile abitazione di due o tre piani, non ha eccessiva influenza se si trasmettono tutti i carichi accidentali alle fondazioni.

Bisogna individuare quali travi insistono su ogni pilastro e comporre tutte le forze (reazioni delle travi + pesi propri dei pilastri) esistenti al disopra della sezione di attacco fondazione in esame e quindi caricare poi la fondazione da calcolare.

Lo stesso criterio, però, non può essere applicato per edifici superiori ai tre piani perché non si avrebbe un carico di esercizio rispondente alla realtà sulla fondazione.

Per edifici di oltre tre piani per il calcolo delle fondazioni, (partendo dall'assunto che i carichi di esercizio non agiscono contemporaneamente su tutti i solai) si dovrebbe operare una riduzione del sovraccarico accidentale alla seguente maniera: partendo dall'alto verso il basso, per la copertura e per i successivi ultimi due piani consecutivi al disotto di essa, si prende l'intero sovraccarico; per gli altri piani si opera una riduzione progressiva del 10% fino a quando si arriva alla metà del sovraccarico; i successivi piani si considerano sempre caricati con metà sovraccarico.

Immaginando di avere per la copertura un sovraccarico utile pari a 100daN/m² e per tutti gli altri piani un sovraccarico pari a 200daN/m², otterremo uno schema di questo tipo:

10° piano (copertura)	100 daN/m²
9° piano	200 daN/m²
8° piano	200 daN/m²
7° piano	180 daN/m²
6° piano	160 daN/m²
5 piano	140 daN/m²
4 piano	120 daN/m²
3° piano	100 daN/m²
2° piano	100 daN/m²
1° piano	100 daN/m²
totale	1400 daN/m²

Assumeremo, quindi, come valore ridotto del sovraccarico accidentale, la media dei valori su riportati, cioè q = 1400/10 = 140 daN/m².

A questo punto è possibile effettuare l'analisi dei carichi sul pilastro, procedendo per area di carico che influenza il pilastro in esame, ovvero individuando il carico che scaturisce dalla superficie identificata dagli interassi dei pilastri stessi moltiplicata per il sovraccarico (fisso+ridotto). Aggiungendo a tale carico il valore dei pesi propri delle travi e di eventuali tompagnature agenti su di esse otterremo il carico del pilastro in esame al livello del piano tipo.

Per avere lo sforzo normale al livello cercato, moltiplicheremo tale valore per il numero di impalcati sovrastanti, a cui va aggiunto un'incidenza media del peso proprio del pilastro che si assumerà pari al 10 ÷ 15% del valore dello sforzo normale.

Per un empirico controllo di errori grossolani si dovrebbe avere, per edifici destinati a civile abitazioni con tompagni in laterizio, un peso a metro quadrato di circa 800daN/m².

Cedimenti Fondali

Le fondazioni inducono sollecitazioni e deformazioni nei terreni sottostanti per effetto dei carichi provenienti dalla struttura in elevazione. Tali deformazioni provocano spostamenti del piano di posa, che in linguaggio geotecnico vengono detti cedimenti.
Si definisce, inoltre, cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione.
La normativa prevede che i cedimenti devono essere compatibili con lo stato di sollecitazione ammissibile per la struttura e con la funzionalità del manufatto.
La previsione dei cedimenti deve essere basata sul calcolo riferito alle caratteristiche di deformabilità dei terreni e delle strutture, tenendo conto dei valori dei sovraccarichi permanenti, del tipo e della durata di applicazione dei sovraccarichi.
I cedimenti differenziali si calcolano facendo la differenza tra i cedimenti totali di due punti della stessa fondazione.
Questi cedimenti sono causati dai carichi trasmessi dalle fondazioni, in quanto quest'ultime comprimono il terreno sottostante.
Tale compressione provoca, di conseguenza, un accorciamento dei vari strati del terreno. La somma degli accorciamenti di ogni strato sotto un punto della fondazione ci dà il cedimento (totale) di quel punto della fondazione.

In linea di massima, per il calcolo dei cedimenti occorre:

- individuare la stratigrafia del terreno e di conseguenza calcolare l'accorciamento Δ_h relativo ad ogni singolo strato.

- Una volta calcolati i vari accorciamenti (Δ_{h2}, Δ_{h3}, Δ_{h4}, Δ_{h5}.....) relativi ai singoli strati del terreno posti sotto i punti (A, B, C....) individuati nella fondazione, questi vengono sommati ottenendo i vari cedimenti (W_A, W_B, W_C.....) sotto i punti A, B, C..... di fondazione.

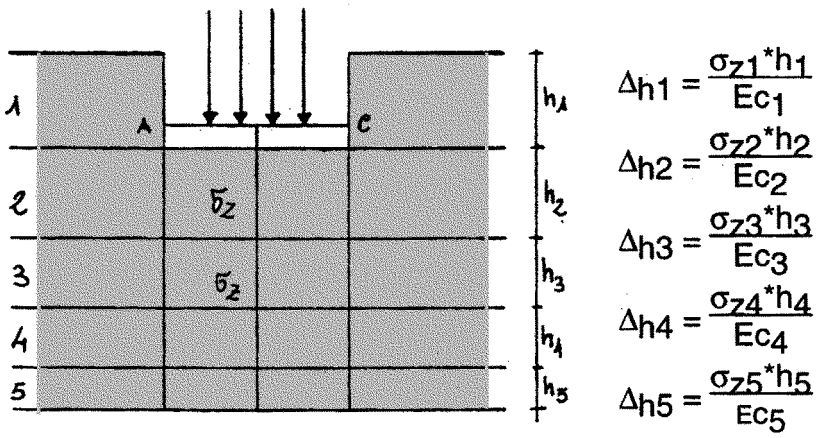


Fig.244

dove:
- Δ_h è l'accorciamento dello strato dovuto al carico applicato;
- E_c è il modulo di elasticità o di compressibilità;
- h è l'altezza dello strato;
- σ_z è il valore della pressione media nel baricentro di uno strato di terreno.

Il valore σ_z dipende dal carico netto e dalla larghezza b di fondazione.

Il carico netto si ottiene, sottraendo dal carico di fondazione il carico del terreno che si è asportato per far posto alla fondazione.

Carico netto = carico di fondazione - carico terreno asportato.

Una volta calcolato il carico netto, la σ_z può essere calcolata mediante l'uso di carte di influenza, che rappresentano l'andamento dei bulbi di ugual pressione, isobare, per ogni valore di q (carico netto) e a profondità di valori multipli della larghezza b. Ottenuto così il valore della pressione del terreno (σ_z), si può dedurre il valore delle Δ_h; di conseguenza si ha:

W (cedimento tot.) = $\Delta_{h2} + \Delta_{h3} + \Delta_{h3}$ .....

N.B.
Questo cedimento totale è il cedimento di un solo punto della fondazione. Quindi per il calcolo dei cedimenti degli altri punti occorre ripetere la stessa procedura.

Carte di influenza

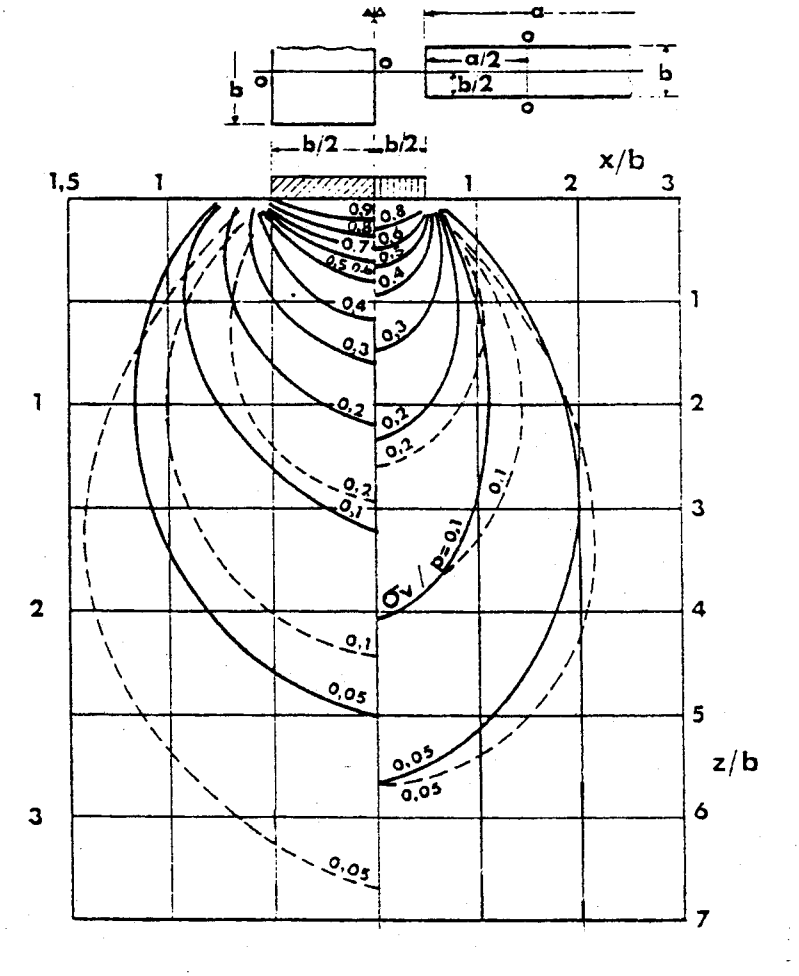


Fig.245 - Isobare per fondazione quadrata (lato sinistro) e per fondazione nastriforme (lato destro) su semispazio di Westergaard (linee continue) o di Boussinesq (linee a tratto)

CENNI SULLE TENSIONI E DEFORMAZIONI NEL SOTTOSUOLO

Se effettuiamo una prova di carico su di un terreno, il diagramma sforzi deformazioni dopo una fase iniziale in cui esiste una certa proporzionalità tra carico e cedimento, presenta una seconda fase in cui per uno stesso incremento di carichi, i cedimenti corrispondenti sono differenti tra loro incrementandosi questa differenza man mano che si aumenta il carico fino a quando la curva non assume andamento quasi parallelo all'asse dei cedimenti. Il carico in corrispondenza del quale si verifica ciò è da ritenersi il carico di rottura del terreno in esame, in quanto il terreno sotto questo carico, subisce un vero e proprio dissesto.
In definitiva, possiamo dire che il terreno nella prima fase ha un comportamento elastico e nella seconda fase un comportamento plastico anche se è da ricordare che nel caso dei terreni non esiste una vera e propria fase elastica intesa così come è definita con la legge di Hooke. Questo perché al cessare del carico applicato, la deformazione è di tipo permanente e non di tipo elastico.
Con i terreni, quindi, bisogna fare molta attenzione e cautelarsi nei confronti del carico limite di rottura perché, se il carico sul terreno raggiunge il valore di rottura, le conseguenze sono sempre di tipo disastrose.
Ciò però non è sufficiente in quanto a questa maniera avremo soddisfatto solamente il criterio di sicurezza e non quello di agibilità. Occorre pertanto prevedere anche le possibili deformazioni che l'opera ingegneristica potrà subire. Deformazioni che dovranno essere compatibili con il tipo di struttura previsto e con l'uso dell'opera.
In pratica occorre determinare gli incrementi di pressione che si verificano ipotizzando di aver ultimata la costruzione, dopodiché si valuteranno i cedimenti in base agli incrementi di pressione determinata dalla costruzione.
Per quanto riguarda i cedimenti c'é da fare qualche considerazione. Supponendo di caricare un terreno e di diagrammare i cedimenti in funzione (log.) dei tempi, si è visto che sotto un determinato carico, nel diagramma è possibile distinguere tre tipi di cedimenti:

- un cedimento immediato W_o
- " primario o di consolidazione W_c
- " secondario W_s.

Il cedimento secondario, essendo di lieve entità e verificandosi molto lentamente nel tempo può ritenersi trascurabile rispetto al cedimento primario ed immediato.
Possiamo quindi ritenere che il cedimento finale W_f possa essere uguale al cedimento immediato più quello di consolidazione (primario) avremo:

$$W_f = W_o + W_c$$

L'ordine di grandezza del cedimento immediato e di quello di consolidazione, variano a seconda dei tipi di terreno.

- Nei terreni a grana fine quindi in genere nei terreni coesivi il decorso dei cedimenti è molto lento per cui il cedimento immediato è molto ridotto rispetto al cedimento di consolidazione.
- Per quanto riguarda invece i terreni a grana grossa ovvero per sabbie e ghiaie, il decorso dei cedimenti nel tempo è molto rapido tanto da poter ritenere che l'intero cedimento W_f si manifesti all'ultimazione della costruzione, ovvero all'atto dell'applicazione dei carichi.

Note:

Cenni sugli effetti dei cedimenti sulle costruzioni

Al fine di avere utili indicazioni per la determinazione del carico ammissibile delle fondazioni e del tipo di fondazione da adottare, in fase progettuale è opportuno rendersi conto dello stato di conservazione dei fabbricati circostanti la zona da edificare. Risulta indispensabile, pertanto, effettuare un esame visivo dei luoghi e delle strutture esistenti interessate, ponendo particolare attenzione ad eventuali fenomeni di subsidenza presenti e ad eventuali stati fessurativi presenti nei fabbricati esistenti nell'adiacenza dell'area da edificare.
La morfologia delle lesioni presenti nel quadro fessurativo di una struttura, consente di poter individuare la natura del cedimento che le ha causate.
L'osservazione delle lesioni prodotte nei fabbricati, spesso fornisce indicazioni insostituibili.
Indicazioni attendibili in particolare sul comportamento della struttura nel tempo ed entro certi limiti possono aversi solamente tramite rilievi strumentali. Tenendo presente che, in genere i quadri fessurativi assumono forme geometriche diverse a seconda del tempo trascorso tra l'inizio del fenomeno ed il tempo di osservazione.
Questo perché, esiste una interazione continua tra la zona o il pilastro che ha subito il cedimento e la restante parte del fabbricato.
Interazione che comporta modifica degli scarichi sulle fondazioni, diversi da quelli iniziali per cui si avranno nuove sollecitazioni che produrranno nuovi cedimenti che a loro volta modificheranno il quadro fessurativo iniziale e così via, traendo in inganno eventuali operatori che tentano di individuare la causa del dissesto.
Bisogna ancora aggiungere che tale situazione già di norma si verifica quando la situazione geotecnica è di tipo regolare si tenti di immaginare la complessità di un quadro fessurativo a cui dovrà aggiungersi l'effetto di una situazione geotecnica molto complessa o anomala.

Fig.246 - Cedimento di “estremità” in una parete muraria

Fig.247 - Direzione del cedimento interessante la parete di Fig.246

Fig.248 - Cedimento “centrale” di parete muraria

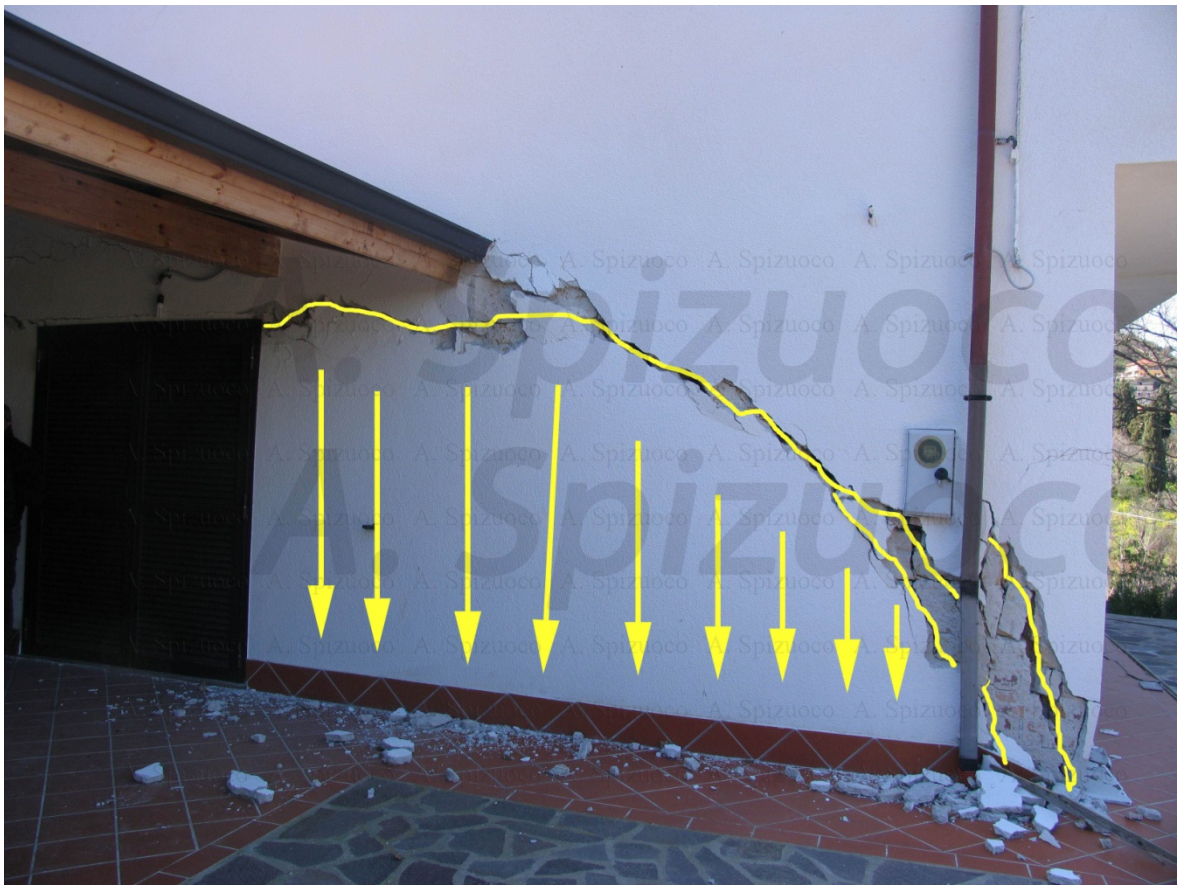


Fig.249 - Direzione cedimento parete precedente di fig.248

Fig.250 – E' osservabile l'effetto del cedimento di un pilastro su di una parete in laterizio in un box a piano terra

Fig.251 - Direzione del cedimento nel pilastro

Fig.252 - Lesioni su pareti perimetrali di un edificio multipiano

Fig.253 - Direzione dei cedimenti

Fig.254 - Infiltrazioni e distacco tra parete e solaio sovrastante

Fig.255 - Direzione del cedimento

Fig.256 - Particolare di una lesione

Fig.257 - Visione globale della lesione

Fig.258 - Direzione dei cedimenti

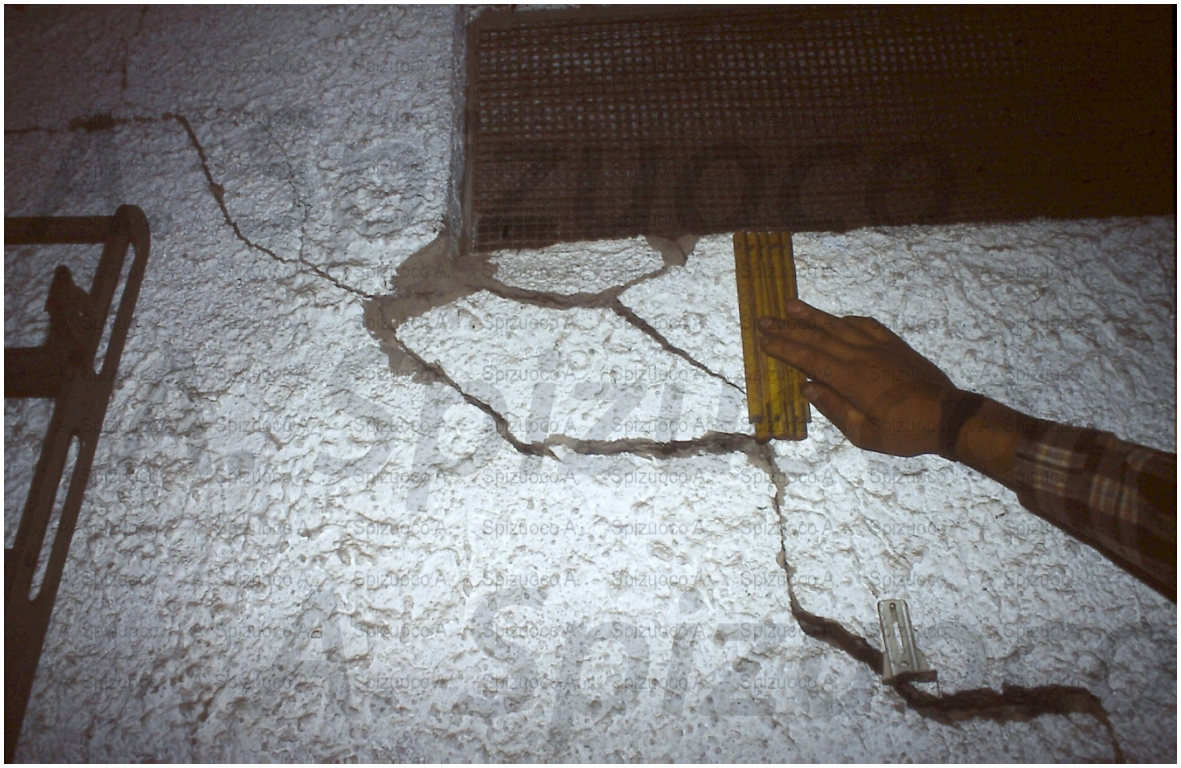


Fig.259 - Frattura in corrispondenza di un lume ingrediente

Fig.260 - Particolare frattura

Fig.261 - Pozzo in cui si sversavano acque bianche e nere

Fig.262 - Operazione di “saturazione” pozzo con immissione d’acqua

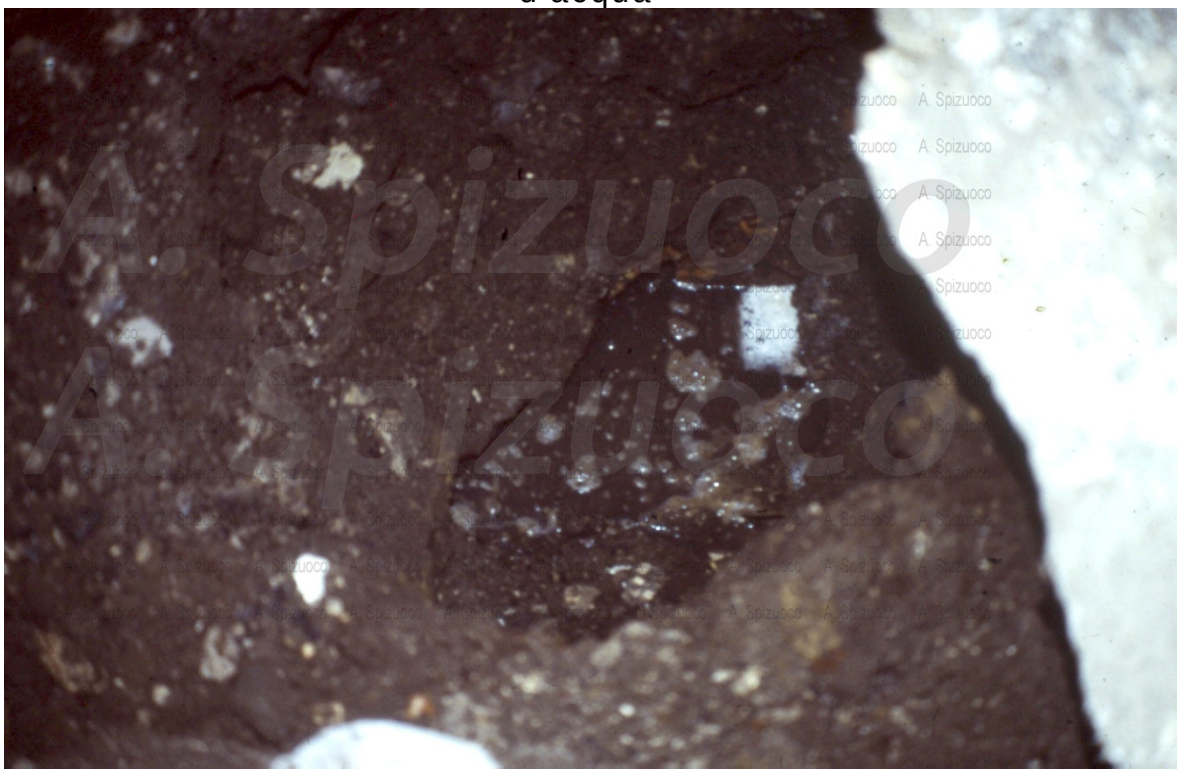


Fig.263 - Venuta a “giorno” di acqua nel fabbricato a seguito “saturazione” pozzo

Fig.264 - Foro eseguito a “pavimento” per individuare l’infiltrazione con venuta a giorno di acqua a seguito saturazione pozzo

Fig.265 - Chiusino di fogna che “mimetizzava” il pozzo a perdere.

Fig.266 - Cunicolo tra zona di saturazione “esterna” ed “interna”

Cedimenti Ammissibili

La previsione dei possibili cedimenti di una struttura costituisce l'atto essenziale che ci consente di poter esprimere un giudizio sulla agibilità della stessa. Prevedere, però, con esattezza l'entità dei cedimenti ammissibili da una struttura è una pretesa troppo ambiziosa, in quanto i fattori che entrano in gioco sono molteplici:

- modalità e tempi di costruzione;
- caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati;
- impostazione strutturale;
- rigidezza della struttura; ecc.

La cosa migliore, quindi, rimane quella di basarsi sull'osservazione di strutture già realizzate. A tale proposito, la letteratura

geotecnica è ricca di dati significativi, che si basano sulla entità dei cedimenti ammissibili dai vari tipi di struttura.
In genere, in qualsiasi struttura si manifestano cedimenti differenziali, i quali possono avere conseguenze su essa a seconda dell'adattabilità della struttura nei confronti di tali cedimenti.
La grandezza dei cedimenti dipende:

1) dalla natura del terreno
2) dalle caratteristiche della struttura di fondazione
3) dalle caratteristiche della struttura in elevazione
4) dall'entità e distribuzione del carico.

Per tali motivi diversi studiosi hanno esaminato il comportamento di opere in vera grandezza e le conclusioni, a cui essi sono giunti, possono ritenersi nella maggior parte dei casi simili e quindi come riferimento nella previsione dei cedimenti ammissibili.

Dopo aver effettuato il calcolo dei cedimenti, è opportuno confrontare i cedimenti di calcolo con i valori massimi dei cedimenti differenziali tollerabili dalle sovrastrutture in relazione alla distanza L fra due punti diversamente cedevoli.
Come già detto, varie sono le tabelle elaborate a tal fine, da numerosi studiosi e riportate da diversi regolamenti stranieri. In questa sede, riteniamo opportuno richiamare la seguente (Leonard):

- muro alto continuo di mattoni	0.0005 - 0.001*L
- intonaci e gessi	0.001*L
- struttura continua in acciaio	0.002*L
- pareti in cemento armato	0.003*L
- strutture di cemento armato	0.0025 - 0.004*L

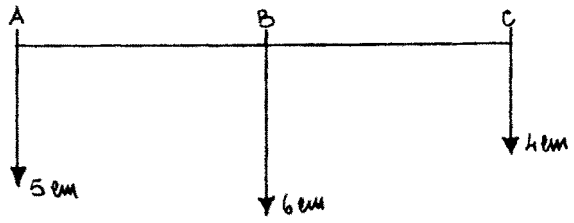


Fig.267

Ced.diff. AB = 6 - 5 = 1 cm

Ced.diff. BC = 6 - 4 = 2 cm

Ad esempio per due pilastri di un fabbricato in c.a. distanti 5.00 metri è accettabile un cedimento differenziale pari a (0.0025 ÷0.004)500= (1.25÷2)cm.

Naturalmente esistono anche riferimenti a rotazioni rigide assolute che pur essendo di maggiore entità a differenza delle prime, in genere non comportano danni strutturali, ma solo ad una modifica dell'aspetto globale la cui accettabilità dipende dalla destinazione dell'opera.

La progettazione di una struttura risulta corretta quando essa sia in grado di garantire l'incolumità degli utenti e quindi quando vi sia un certo grado di sicurezza nei confronti delle normali condizioni di esercizio della struttura, in modo da evitare il rischio di crolli parziali o totali.

Risulta corretta, inoltre, se essa effettivamente è efficace, ovvero quando le deformazioni non siano tali da comprometterne l'uso e quindi il funzionamento. A tale proposito vari sono stati i metodi di calcolo affrontati per prevedere i possibili cedimenti fondali, che possono innescarsi in una struttura. All'uopo sono stati affrontati metodi di calcolo per lo più empirici o su ipotesi semplificate del comportamento del terreno.

Questo perché le difficoltà connesse con la comprensione e la modellazione del comportamento del terreno sono molteplici, anche perché esiste la necessità di estrapolare tali schematizzazioni da dati ricavati da prove di tipo puntuale.

Un ruolo fondamentale quindi assume l'esperienza dell'operatore, sia nello scegliere il metodo di calcolo che più si addice alla problematica da risolvere, sia nella modellazione da attribuire al terreno. Operatore, che in ogni caso deve possedere una formazione ingegneristica, in quanto come si è visto, sia per il calcolo del carico limite che per il calcolo dei cedimenti, occorre scegliere il tipo di fondazione, effettuare un dimensionamento di massima in funzione del piano di posa e delle dimensioni in pianta, nonché effettuare un'analisi di carichi per stabilire il carico di esercizio e quindi calcolare il carico limite ed i cedimenti per effetto del carico di esercizio. Dopo questa fase, se il coefficiente di sicurezza è accettabile ed i cedimenti sono compatibili con la sovrastruttura, si passa al proporzionamento strutturale delle fondazioni; altrimenti si ripete la procedura, variando i parametri in gioco che possono essere cambiati, oppure si passa ad una fondazione di tipo profondo.

Nella progettazione geotecnica, quindi, può risultare determinante la sicurezza al carico limite e/o l'entità dei cedimenti.

In linea del tutto generale, possiamo ritenere che **per piccole fondazioni**, ridotti carichi unitari, terreni poco compressibili e strutture non sensibili ai cedimenti differenziali, è condizionante la sicurezza al carico limite.

Per grandi fondazioni, elevati carichi unitari, terreni compressibili e strutture sensibili ai cedimenti differenziali, invece, sorge l'esigenza di limitare i cedimenti.

In definitiva possiamo racchiudere il tutto schematizzando l’intera procedura alla seguente maniera.

PROCEDURA DI SCELTA E DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI

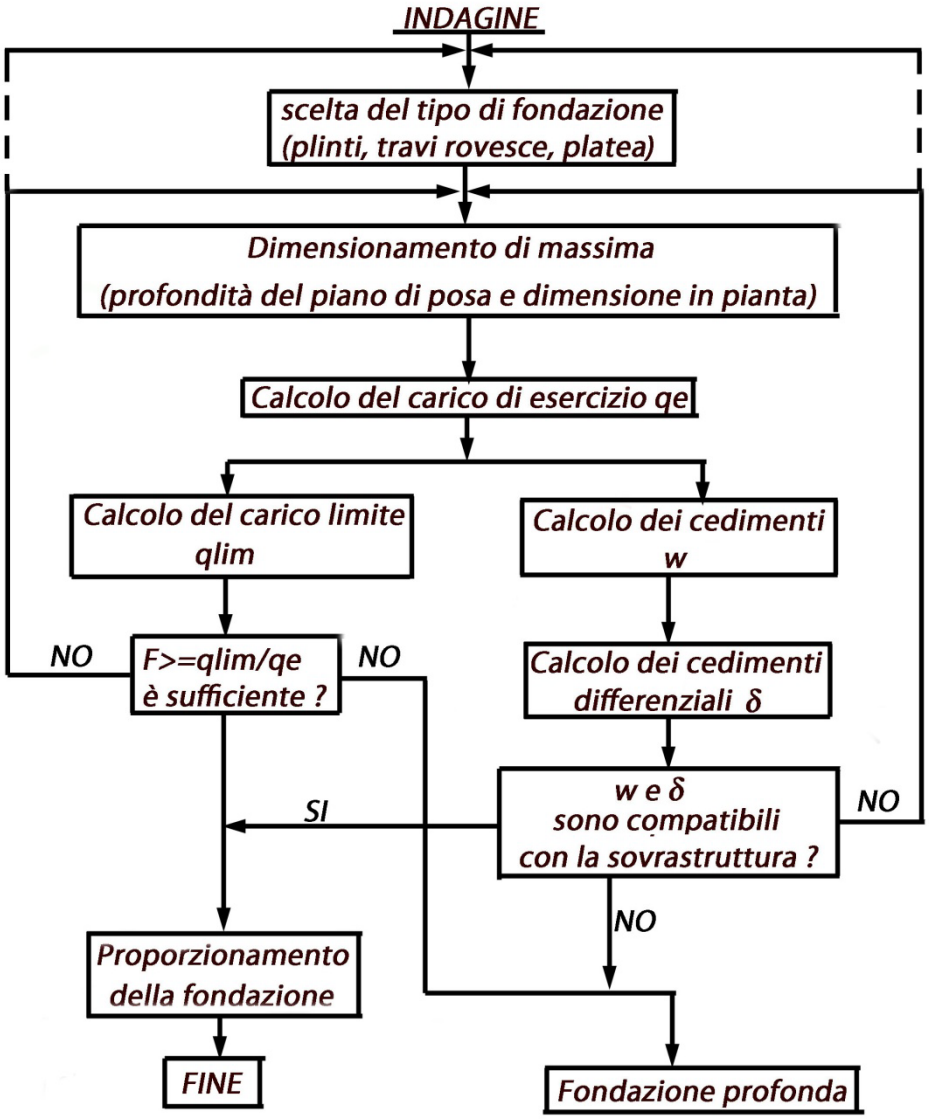


Fig.268

Predimensionamento Delle Fondazioni*

*Il contenuto di questo capitolo è stato tratto dal testo: “Lezioni sul c.a.” di Angelo Spizuoco; ed. LER Napoli/Roma

La fondazione ha un funzionamento al "rovescio", ovvero è un elemento strutturale caricato dal basso verso l'alto dalle tensioni di contatto tra terreno e fondazione.
Per quanto riguarda la scelta ed il dimensionamento del tipo di fondazione si dovrà tenere presente la distribuzione dei carichi trasmessi dalla sovrastruttura e le caratteristiche del terreno.
Le fondazioni si dividono in:
- fondazioni dirette: plinti, travi rovesce, platee;
- fondazioni indirette o profonde: pali, pozzi, cassoni, paratie.

E' da intendersi fondazione diretta qualsiasi struttura semplice o complessa, poggiante direttamente sul terreno che trasmette i carichi direttamente sul piano di posa, situato poco al disotto del terreno vegetale.
Sono fondazioni indirette o profonde quelle che trasferiscono i carichi a strati di terreno che si trovano in profondità.

Tra i due tipi di fondazione, le fondazioni dirette risultano migliori per semplicità costruttiva e per economia di lavoro.
Le fondazioni indirette o profonde vengono adottate solo nel caso in cui i carichi sono notevoli e quando il terreno superficiale non dia sufficiente garanzia.
Al fine di effettuare un predimensionamento delle fondazioni, considerando il carico complessivo di tutta la costruzione distribuito uniformemente su tutta la base fondale, facendo il rapporto fra tale carico e la presumibile tensione ammissibile sul terreno, in linea di massima, si otterrà l'area complessiva di base delle fondazioni.

$$A = \frac{N}{\sigma t_{amm}}$$

Se quest'area, così calcolata, risulta minore di $\frac{1}{3}$ dell'area occupata dalla costruzione, è consigliabile adottare fondazioni a plinto (ciò significa che o il terreno ha buone caratteristiche meccaniche oppure che i carichi sono bassi).

Quando invece l'area è compresa fra $\frac{1}{3}$ e $\frac{2}{3}$ dell'area dell'edificio, sono consigliabili fondazioni continue a travi rovesce.

Quando invece l'area è superiore ai $\frac{2}{3}$, forse è opportuno adottare una platea (ciò significa che o il terreno ha una tensione ammissibile bassa oppure che i carichi sono eccessivi).

E' opportuno, inoltre, che il piano di posa della fondazione sia situato al di sotto della coltre di terreno vegetale, tutto allo stesso livello, protetto con un getto di conglomerato magro (magrone) e lontano dal livello di escursione della falda.
In ogni caso, se non si è conoscitore della zona ove è previsto l'insediamento costruttivo e non si è esperto di fondazioni, è comunque consigliabile rivolgersi ad un ingegnere geotecnico per farsi coadiuvare nelle scelte progettuali e/o per la conduzione dei lavori fondali.

calcolo e diagramma delle pressioni sul terreno.

Generalità.

Il valore del carico limite del complesso terreno/opera di fondazione, “repetita iuvant”, non dipende solamente dalle caratteristiche meccaniche del terreno, ma anche dalla morfologia della fondazione e dai carichi applicati.
E' opportuno, quindi, effettuare un **predimensionamento della fondazione** e poi calcolare il valore del carico limite anzidetto; altrimenti potremmo ritrovarci con un valore del carico limite (portanza) incongruente, ovvero calcolato per una fondazione non idonea.
Alla luce di ciò è opportuno dimensionare la fondazione in base ai carichi dopodiché calcolare il valore del carico limite per poi confrontarlo con la effettiva pressione di lavoro che la fondazione produce sul terreno.
Per poter effettuare il predimensionamento della fondazione, è opportuno, quindi, capire cosa succede al contatto terreno-fondazione, ovvero come reagisce il terreno quando su di esso insiste una fondazione sottoposta a determinati carichi. In definitiva occorre valutare le tensioni che si sviluppano al contatto fondazione-terreno.
La conoscenza di tali tensioni, ovvero delle pressioni di contatto terreno-fondazione, risulta, inoltre, fondamentale e categoricamente indispensabile per una corretta valutazione dei cedimenti di un'opera ingegneristica, in quanto i cedimenti fondali oltre a dipendere dalla natura e dalle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione, dipendono dal tipo di fondazione e dalla entità delle pressioni di contatto menzionate.

Solo la conoscenza di tali pressioni e delle leggi che le governano, pertanto, ci consente di poter effettuare un calcolo dei cedimenti fondali e quindi esprimere un giudizio di agibilità e di fattibilità geotecnica dell'intera opera.

Calcolo Delle Pressioni Sul Terreno E Relativo Diagramma Delle Pressioni Per Un Plinto Di Fondazione.

Possono presentarsi due casi:
a) plinto soggetto a sforzo normale centrato; e = 0
b) " " " " " eccentrico; e # 0
per quanto riguarda il caso a), il diagramma delle tensioni risulta definito dalla seguente formula:

$\sigma_{tmax} = \sigma_{tcost} = \frac{N}{A}$, dove A è l'area di base del plinto.

Dalla formula precedente si ottiene che il diagramma è di tipo rettangolare in quanto le tensioni sul terreno sono costanti (fig.f1).

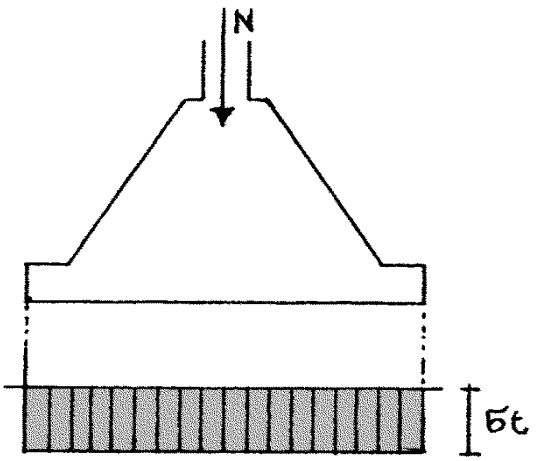


fig.f1)

Per quanto riguarda invece il caso b), si possono verificare due condizioni:

1ª) sforzo normale eccentrico contenuto nel terzo medio.

2ª) " " " con centro di pressione esterno al terzo medio.

In ambedue le condizioni siamo in presenza di presso-flessione. Nella prima il centro di pressione è interno al nocciolo centrale d'inerzia, per cui l'asse neutro è al di fuori della sezione ed il relativo diagramma è trapezoidale.

Nella seconda, essendoci grande eccentricità, in quanto il centro di pressione è esterno al nocciolo d'inerzia, l'asse neutro taglia la sezione per cui il diagramma delle tensioni è a farfalla. Però essendo il terreno un materiale non resistente a trazione, considereremo solo la zona compressa di terreno.

1ª condizione $e = \frac{M}{N} < \frac{H}{6}$ (piccola eccentricità)

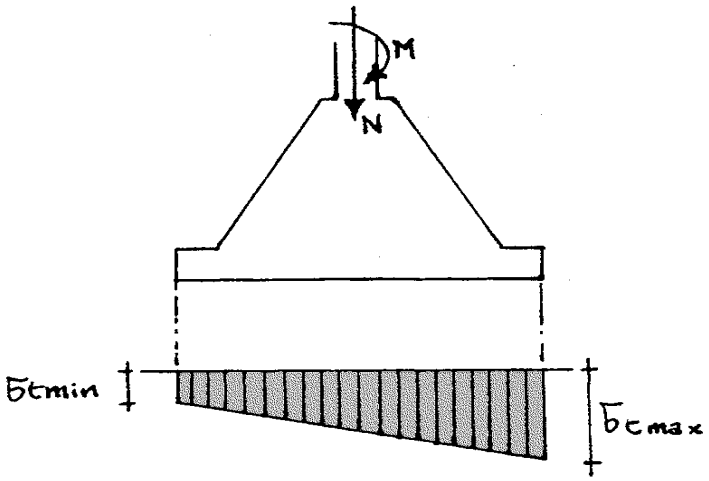


fig.f2)

Per piccola eccentricità, quindi, il diagramma è definito dalla conoscenza di σ_{tmax} e σ_{tmin} (fig.f2), per cui dalle formule della presso-flessione avremo:

$$\sigma_{tmax} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$$

$$\sigma_{tmin} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W}$$

in cui $W = \frac{B\,H^2}{6}$ ed $M = N*e$

2ª condizione $e = \frac{M}{N} > \frac{H}{6}$ (grande eccentricità)

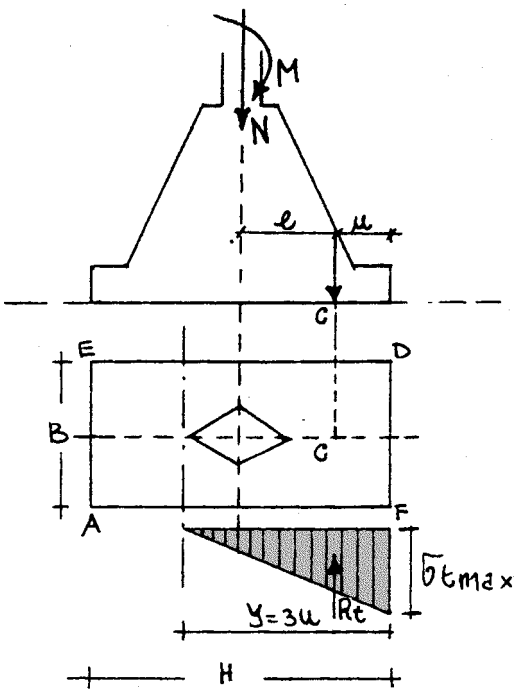


fig.f3)

In presenza di grande eccentricità, prima di fornire la formula risolutiva, è preferibile fare qualche premessa:
dato che il terreno è un materiale non resistente a trazione, dobbiamo innanzitutto stabilire la posizione dell'asse neutro, la cui conoscenza ci permette di individuare la zona reagente, il cui diagramma sarà un prisma a base triangolare e non a farfalla, in quanto sforzi di trazione non sono consentiti (vedi fig.f3).

Nel caso contemplato in figura, la fibra più compressa risulta il bordo FD della sezione. Giacché sappiamo che il centro di pressione C è esterno al nocciolo, sappiamo pure che l'asse neutro taglia la sezione e supponiamo che la sua posizione sia ad una distanza y dal bordo più compresso.

Per l'equilibrio alla traslazione verticale il carico esterno N e il risultante R_t delle tensioni devono essere uguali e contrari, mentre per l'equilibrio alla rotazione, affinché non si generi una coppia tra il carico N ed il risultante delle σ_t, questi devono agire lungo la stessa retta d'azione, per cui essendo

$$R_t = \frac{\sigma_{tmax}\ y\ B}{2}$$

dovrà risultare

$$N = \frac{\sigma_{tmax}\ y\ B}{2}$$

ed essendo y = 3u

$$\text{avremo:} \quad N = \frac{\sigma_{tmax}\ 3u\ B}{2}$$

da cui :

$$\frac{2N}{3u\ B} = \sigma_{tmax}$$

N.B.
Unitamente allo sforzo normale (centrato o eccentrico) può presentarsi anche lo sforzo di taglio.
Tale sollecitazione di scorrimento viene considerata indipendente dalle altre, in quanto si suppone equilibrata dalla forza di attrito fra calcestruzzo e terreno.
L'equilibrio risulta se:

N*S = V*T

dove: - N è lo sforzo normale.
- S è il coefficiente di attrito.
- T è lo sforzo di taglio.
- V è il grado di sicurezza allo scorrimento, previsto dalla normativa a : V >= 1.3 .

Calcolo Delle Pressioni Sul Terreno E Relativo Diagramma Per Una Trave Rovescia.

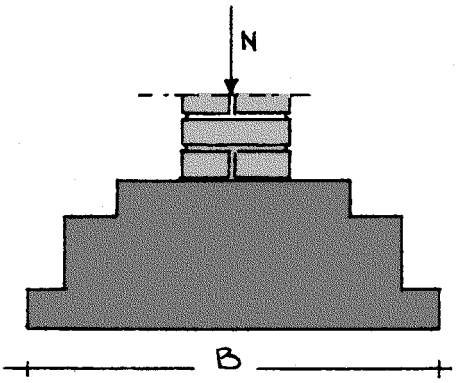


fig.f4)

In presenza di una fondazione continua, su cui insiste una parete muraria continua (fig.f4), il calcolo della tensione risulta estremamente semplice, in quanto la distribuzione delle tensioni è uniforme e il calcolo della σ_{tmax} va condotto effettuando la verifica per un metro lineare di trave, ossia:

$$\sigma tmax = \sigma tcost = \frac{N}{A} = \frac{N}{B\ 100}$$

in cui

N = scarico per un metro lineare di trave
A = area della fondazione di larghezza B (in cm) e lunghezza unitaria pari a 100 cm.

Quando il carico è trasmesso alla trave tramite dei pilastri, il diagramma delle tensioni sul terreno è di tipo sinusoidale, presentando dei massimi di tensione in corrispondenza dei pilastri. Tale tipo di trave definita come trave elastica su suolo elastico esula dalla nostra trattazione, in quanto richiede degli studi

specifici più avanzati. Se però la trave di fondazione presenta un'inerzia abbastanza grande, è consentito considerare la trave come una trave di tipo rigido per cui lo studio del diagramma delle tensioni sarà effettuato considerando lineare l'andamento del diagramma e quindi, per trovare la σ_{tmax} , si potrà operare così come abbiamo fatto per i plinti in cui A=BxL (B=larghezza del sottofondo trasversale della trave e L = lunghezza longitudinale della trave) con le formule seguenti:

$$\sigma_{tmax} = \frac{R}{A} + \frac{M}{W}$$

$$\sigma_{tmin} = \frac{R}{A} - \frac{M}{W}$$

in cui R è la risultante dei carichi.

Ovviamente se le tensioni sul terreno calcolate alla maniera precedente non sono compatibili con il carico limite del terreno, l'area d'impronta della trave sul terreno va ridimensionata.
Va detto anche che, se non si conoscono i momenti agenti al piede dei pilastri, le formule precedenti saranno prive del secondo termine ed il diagramma delle tensioni σ_t che ne risulta è ad andamento costante perché si è operato nell'ipotesi di Risultante R dei carichi che è "centrata". In questo caso quando dalla formula inversa $B = \frac{R}{\sigma_t L}$ si va a calcolare la larghezza della trave è consigliabile aumentare la base della trave B di almeno il 20% anche in considerazione del fatto che è "inverosimile" avere pilastri, sovrastanti la trave, che per posizione e carichi conducano ad una risultante R applicata nel baricentro dell'area d'impronta della trave; ciò a maggior ragione se si opera in zona sismica.

In genere, approssimativamente, la trave può considerarsi di tipo rigido quando risulta:

$$\frac{I_{XG}}{B} \geq \frac{L^4}{c}$$

in cui

I_{XG} = momento d'inerzia baricentrico della sezione trasversale della trave in m^4.

B = larghezza della trave in m.

L = distanza tra due pilastri contigui in metri.

c = coefficiente il cui valore in teoria può essere assunto pari a 6500 per terreni incoerenti e 15500 per terreni coerenti. In pratica si può assumere 8000 per il primo valore e 16000 per il secondo valore, giacchè in tutti i terreni è sempre presente una leggera componente coesiva; si può far aumentare, quindi, il primo valore verso il limite superiore di 16000 a seconda della quantità di componente coesiva presente nel terreno di fondazione.

Considerazioni (in)utili

Per considerare una trave di fondazione “rigida” su suolo elastico, è buona norma che, per ogni singola campata della trave di fondazione, l’inerzia della sezione trasversale della trave sia almeno 3 volte maggiore della somma delle inerzie delle corrispondenti travi in elevazione, cioè di quelle che trovansi sulla stessa verticale.

Con le condizioni di cui innanzi potrebbe risultare che per avere una trave “rigida” ci fosse bisogno di un’altezza della trave troppo alta. Non è da dimenticare, perciò, che nella maggior parte dei casi il piano di posa delle fondazioni è ad una profondità tale da consentire un piano scanticato per cui in ogni caso è prevista la realizzazione di una parete in c.a. fuoriuscente dalla nervatura della trave che ha anche il compito di sostenere il terreno “laterale”. In tal caso nel computo della rigidezza delle travi va inserita anche l’aliquota derivante dalle pareti di “contenimento”.

Potrebbe capitare anche che per una ragione qualsiasi fosse impedita la possibilità di realizzare travi non “rigide” di fondazione. Anche in tal caso l’andamento del diagramma delle tensioni sul

terreno può essere considerato lineare se si fa in modo di contenere gli spostamenti relativi sotto le basi dei pilastri. Ciò si ha quando si dimensiona la struttura in elevazione insistente sulla trave di fondazione in modo che sia almeno tre volte più rigida di quest'ultima; cioè in pratica quando la somma dei momenti d'inerzia delle travi in elevazione sia almeno il triplo del momento d'inerzia della trave di fondazione.

Ovviamente, in fase di progettazione esecutiva i problemi innanzi riportati, con i moderni mezzi di calcolo, sono superati giacché c'è la possibilità di effettuare un'interazione "terreno-fondazione-struttura in elevazione" molto spinta.

Note (in)utili:

va detto che

- per quanto riguarda le fondazioni è opportuno che il diagramma delle pressioni sia quanto più uniforme possibile per evitare probabili "rotazioni" e/o notevoli cedimenti differenziali nella fondazione.
- **Un diagramma delle pressioni triangolare si potrà avere soltanto eccezionalmente** ma con opportuni accorgimenti, fermo restante che bisogna dimensionare la fondazione in modo da ottenere sempre la base tutta compressa ovvero con asse di sollecitazione sul bordo del nocciolo centrale d'inerzia.
- E' opportuno utilizzare tensioni di lavoro del ferro e del calcestruzzo ridotte rispetto a quelle che normalmente si usa per le strutture in elevazione ed adottare un copriferro maggiore (es. 5.00cm); questo perché le fondazioni sono più esposte ad azioni aggressive ma anche e soprattutto perché dopo almeno un secolo che le centrali di betonaggio hanno fornito calcestruzzo per strutture di

civili abitazioni con resistenza caratteristica pari a 250kg/cm^2, con le Nuove Norme Tecniche del 2008 utilizzando una resistenza caratteristica di 300kg/cm^2 ci si potrebbe trovare di fronte al fatto di avere in cantiere una fornitura di calcestruzzo “depotenziato”. A meno di non effettuare un controllo di tipo “poliziesco” in grado di verificare la composizione del calcestruzzo durante la preparazione della fornitura, quando ci si accorge che essa non è adatta alle prescrizioni del calcolo strutturale, è sempre troppo tardi giacchè le prove di schiacciamento sui provini di calcestruzzo avviene, nella migliore delle ipotesi, dopo 28 giorni dal getto.

Si è del parere, perciò, che fin quando non si ha la “certezza” indiscutibile sulla qualità del calcestruzzo è opportuno prescrivere la fornitura da utilizzare in cantiere con qualità C25/30 ma è preferibile utilizzare nei calcoli di progetto un calcestruzzo tipo C20/25 anche per le strutture in elevazione. Quanto innanzi, dipende anche dal “dialogo” intercorrente tra progettista strutturale e Direttore dei lavori oppure se le due figure professionali convergono in un solo professionista. Ovviamente quanto sopra riportato è prettamente una considerazione a carattere personale frutto di una di una ultratrentennale esperienza di direzione lavori. Del resto moltissimi professionisti non si pongono affatto questo problema perché come si suol dire a tutto c’è rimedio; specialmente quando c’è connivenza tra direzione lavori ed impresa.

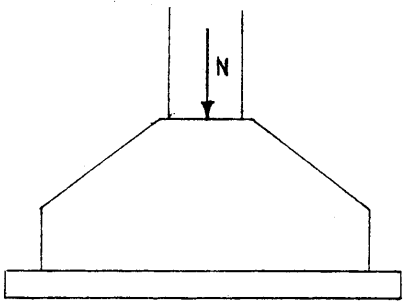
Vi siete mai chiesto perché i laboratori per le prove sui cubetti di calcestruzzo forniscono sempre valori idonei?

Come mai le relazioni a strutture ultimate ed i certificati di collaudo depositati al Genio Civile sono sempre positivi?

ESERCIZI SUL CALCOLO DELLE PRESSIONI SUL TERRENO

ESERCIZIO N.1

Calcolo delle pressioni sul terreno e relativo diagramma per un plinto di fondazione con superficie di base quadrata con lato pari a 220cm e soggetto ad uno sforzo normale centrato pari a:



N = 70000 kg (daN).

La tensione di lavoro del terreno risulta costante e pari a:

$$\sigma_{tmax} = \frac{N}{A} = \frac{70000}{220 * 220} = \frac{70000}{48400} = 1.45 \text{ kg/cm}^2 \ (0.145 \text{ N/mm}^2)$$

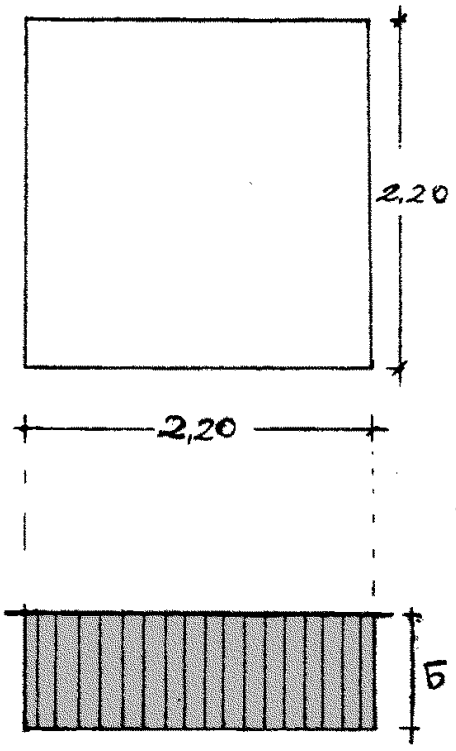
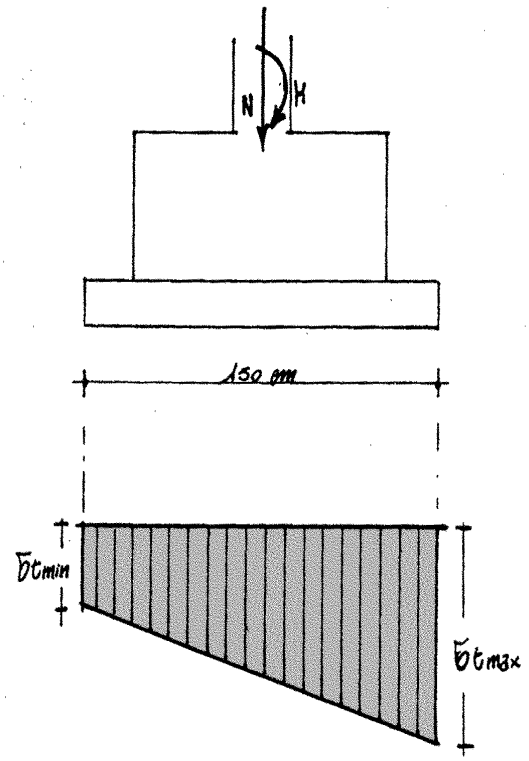


Diagramma delle tensioni.

ESERCIZIO N.2

Calcolo delle pressioni sul terreno e relativo diagramma per un plinto di fondazione soggetto ad uno sforzo normale centrato N pari a 60000 kg (daN) e ad un momento M pari a 8400 kgm (daNm).



N=60000 kg (daN)

M=840000kgcm (daNcm)

A =150*150 =22500 cm²

$e = \frac{M}{N} = 14$ cm

$\frac{H}{6} = \frac{150}{6} = 25$ cm

$e < \frac{H}{6}$ (piccola eccentricità)

$W = \frac{BH^2}{6} = \frac{150 * 150^2}{6} = 562500 cm^3$

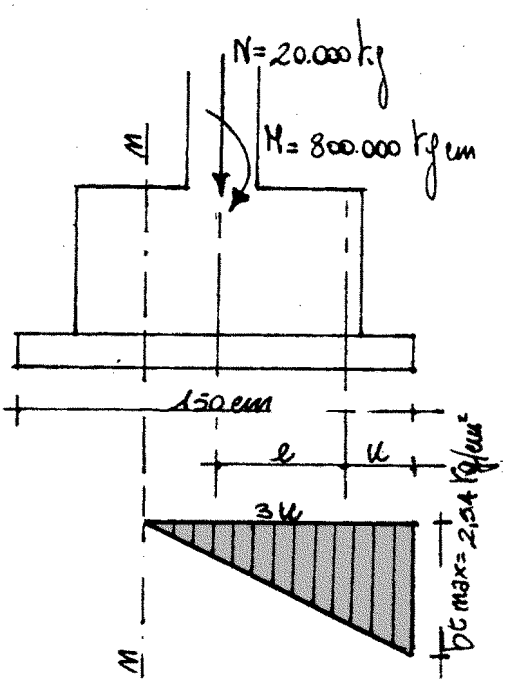
$\sigma t_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{60000}{22500} + \frac{840000}{562500} = 4.16$ kg/cm² (0.416 N/mm²)

$\sigma t_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = \frac{60000}{22500} - \frac{840000}{562500} = 1.17$ kg/cm² (0.117 N/mm²)

diagramma delle pressioni trapezoidale.

ESERCIZIO N.3

Calcolo delle pressioni sul terreno e relativo diagramma per un plinto di fondazione soggetto ad uno sforzo normale centrato N pari a 20000 kg (daN) e ad un momento M pari a 8000 kgm (daNm).



N = 20000 kg (daN)

M = 800000 kgcm (daNcm)

A = 150 * 150 = 22500 cm²

$$e = \frac{M}{N} = \frac{800000}{20000} = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{150}{6} = 25 \text{ cm}$$

$$e > \frac{H}{6} \text{ (grande eccentricità)}$$

$$W = \frac{BH^2}{6} = 562500 \text{ cm}^3$$

u = 75 - 40 = 35 cm
Centro di pressione esterno al nocciolo centrale d'inerzia.

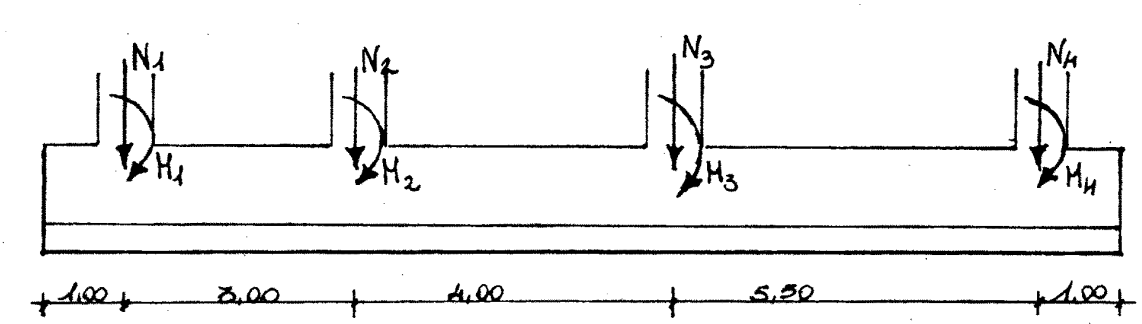
Diagramma triangolare.

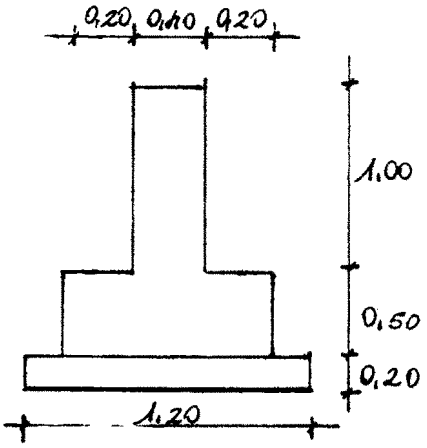
$$\sigma t_{max} = \frac{2N}{3\ uB} = \frac{2 * 20000}{3 * 35 * 150} = \frac{40000}{15750} = 2.54 \text{ kg/cm}^2 \ (0.254 \text{ N/mm}^2)$$

ESERCIZIO N.4

Calcolare le pressioni sul terreno e costruire il relativo diagramma per una trave di fondazione di tipo rigido su suolo alla Winkler*. Supponendo, inoltre, di conoscere la costante di sottofondo k=5kg/cm³, determinare il diagramma degli abbassamenti.

* N.B.
Con suolo alla "Winkler" si indica un terreno, il cui comportamento meccanico è assimilato ad un letto di molle indipendenti l'una dall'altra in modo che il cedimento w di un punto dipende solo dal carico q agente sul punto in esame, secondo l'espressione: k*w=q
in cui $k = \frac{q}{w}\left(\frac{kg}{cm^3}\right) = \frac{carico}{cedimento}$; viene definita "costante di sottofondo".





N_1 = 30000 kg (daN)
N_2 = 35000 kg (daN)
N_3 = 50000 kg (daN)
N_4 = 25000 kg (daN)

M_1 = 2000 kgm (daNm)
M_2 = 6000 kgm (daNm)
M_3 = 2500 kgm (daNm)
M_4 = 7000 kgm (daNm)

Peso proprio trave: q=2580kg/ml (daN/ml)

- SVOLGIMENTO ESERCIZIO N.4 -

1) Determinazione del valore della risultante R dei carichi esterni ed individuazione della sua retta d'azione.
Imponendo le condizioni di equilibrio tra il sistema di carichi esterni e la risultante R, effettuando l'equilibrio alla traslazione verticale otteniamo:

$$R = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + q * L =$$
$$= 30000 + 35000 + 50000 + 25000 + 2580 * 14.50 =$$
$$= 140000 + 37410 =$$
$$= 177410 \text{ kg (daN)}$$

ed effettuando anche l'equilibrio alla rotazione rispetto al lembo di estremità sinistra della trave, indicando con y_o la distanza incognita del punto di applicazione C di R da tale bordo, scegliendo i momenti orari positivi avremo:

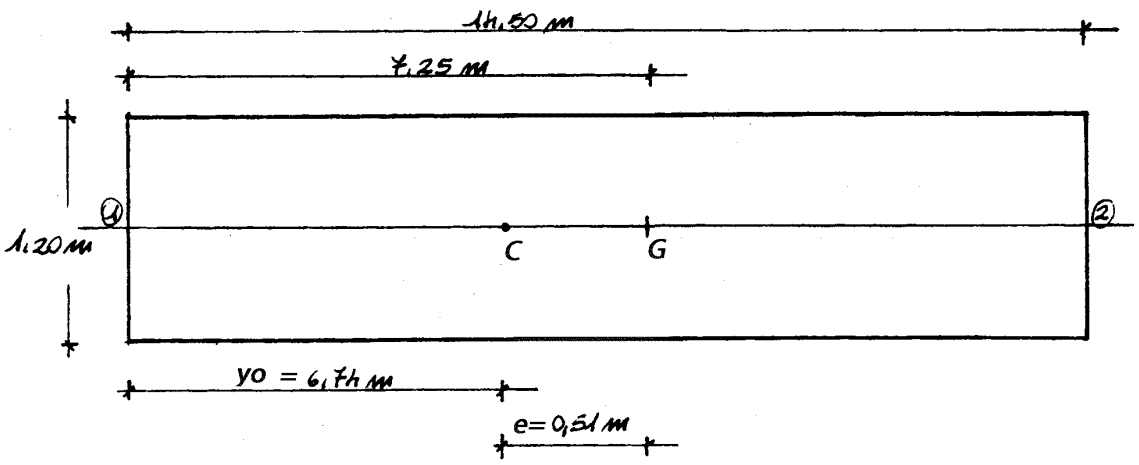
$$R * y_o = N_1 * 1.00 + N_2 * 4.00 + N_3 * 8.00 + N_4 * 13.50 + M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + \frac{q * L^2}{2};$$

$$177410 * y_o = 30000 * 1.00 + 35000 * 4.00 + 50000 * 8.00 + 25000 * 13.50 + 2000 + 6000 + 2500 + 7000 + \frac{2580 * 14.50^2}{2};$$

$$177410 * y_o = 30000 + 140000 + 400000 + 337500 + 2000 + 6000 + 2500 + 7000 + 271222;$$

$$177410 * y_o = 1196222$$

$$y_o = \frac{1196222}{177410} = 6.74 \text{ m}$$



eccentricità = e = 7.25 - 6.74 = 0.51 m

raggio di nocciolo = $\frac{H}{6} = \frac{14.50}{6}$ = 2.42 m

e < $\frac{H}{6}$ per cui il centro di pressione c è contenuto nel nocciolo centrale d'inerzia.

Il diagramma delle pressioni è trapezoidale.

2) Determinazione delle tensioni sul terreno e relativo diagramma.

$\sigma_{tmax} = \frac{M}{A} + \frac{M}{W}$ $\left(W = \frac{120 * 1450^2}{6}\right) = 42050000$

$\sigma_{tmin} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W}$

$\sigma_{tmax} = \frac{177410}{120 * 1450} + \frac{177410 * 51}{42050000} = \frac{177410}{174000} + \frac{9047910}{42050000}$

σ_{tmax} = 1.02 + 0.21 = 1.23 kg/cm² (0.123 N/mm²)

σ_{tmin} = 1.02 - 0.21 = 0.81 kg/cm² (0.081 N/mm²)

3) Determinazione del diagramma degli abbassamenti.

Giacché

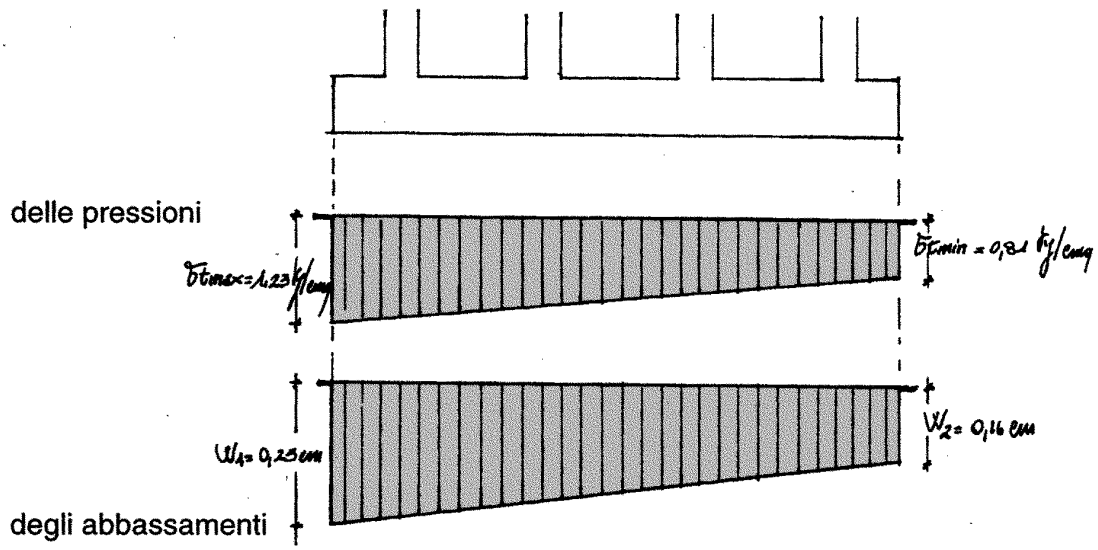
$$w = \frac{\sigma_t}{k}$$, agli estremi della trave,

avremo:

$$w_1 = \frac{\sigma t_{max}}{k} = \frac{1.23}{5} = 0.25 \text{ cm}$$

$$w_2 = \frac{\sigma t_{min}}{k} = \frac{0.81}{5} = 0.16 \text{ cm}$$

diagrammi:



Note:

L'ideale sarebbe quello di avere un diagramma delle pressioni costante con conseguente diagramma degli abbassamenti ad andamento costante (nelle figure innanzi l'andamento dei diagrammi è lineare); in tal modo si eliminerebbe il problema dei cedimenti differenziali. Per avere diagrammi "costanti" si dovrebbe realizzare una trave con sezione trasversale avente una base a larghezza "variabile", ma ciò è possibile soltanto in particolari casi per evidenti motivi di pratica realizzazione.

CALCOLO DELLE FONDAZIONI*

*Il contenuto di questo capitolo è stato tratto dal testo: "Lezioni sul c.a." di Angelo Spizuoco; ed. LER Napoli/Roma

Per il predimensionamento delle fondazioni, utilizziamo il metodo delle "tensioni ammissibili" perché come innanzi detto è di più facile applicazione e ci consente un controllo "immediato" sulla fondazione che si va a progettare. Le formule che si utilizzano sono le stesse che sono state indicate per il predimensionamento delle strutture in elevazione seguendo la medesima procedura. L'unica accortezza che si consiglia è quella di adoperare tensioni di lavoro del ferro e del calcestruzzo ridotte rispetto a quelle adoperate per le strutture in elevazione, perché in fondazione la posa in opera dei materiali, non sempre avviene a regola d'arte ed anche perché le strutture fondali essendo a contatto con il sottosuolo sono più esposte a fenomeni aggressivi.

Nel seguito, si è ritenuto di non fermarsi al semplice dimensionamento delle fondazioni, ma spingere la procedura fino al calcolo delle armature al fine di consentire un approccio integrale a chi volesse approfondire ulteriormente la tematica con le "tensioni ammissibili".

Del resto giacché anche la nuova normativa tecnica NTC 2008, per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II (limitatamente ai siti ricadenti in Zona 4 secondo la precedente classificazione sismica del territorio di cui al D.M. 14-09-2005) ammette il metodo di verifica alle tensioni ammissibili, a maggior ragione si ritiene che tale metodo possa essere utilizzato al fine di un predimensionamento delle fondazioni (e non).

Si è del parere, inoltre, che giacché il metodo agli "Stati Limiti", oggi in uso, è da ritenersi una estensione del vecchio metodo delle "Tensioni Ammissibili" sarebbe, comunque, opportuno "studiare" questo metodo per una più "intima" comprensione di quello agli "Stati Limiti".

INTRODUZIONE (in)utile

Il calcestruzzo è un materiale che resiste molto bene a compressione ma non a trazione. Nei calcoli, infatti, non consideriamo affatto la resistenza a trazione del calcestruzzo.
Nella parte tesa, pertanto, inseriamo l'armatura in acciaio che è un materiale molto resistente a trazione; l'unione di questi due materiali ci dà il CEMENTO ARMATO (dizione impropria, in quanto quella esatta è: calcestruzzo cementizio armato).
Il cemento armato dunque può essere definito come un materiale nel quale le fibre compresse sono costituite da calcestruzzo e quelle tese da acciaio.
Dobbiamo aggiungere che l'unione dei due materiali (calcestruzzo e acciaio) è possibile, data la perfetta aderenza esistente tra essi e ciò perché i due materiali hanno coefficienti di dilatazione pressoché uguali. Le conseguenti deformazioni unitarie, pertanto, saranno uguali, per cui indicando con

ε_c = deformazione unitaria del calcestruzzo

ε_f = " " dell'acciaio

possiamo scrivere:

(1) $\varepsilon_c = \varepsilon_f$

e per la legge di Hooke ($E * \varepsilon = \sigma$)

possiamo scrivere:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad ; \quad \varepsilon_f = \frac{\sigma_f}{E_f}$$

e per la (1)

$\frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{\sigma_f}{E_f}$ questa uguaglianza ci permette di determinare la σ_f in funzione della σ_c

$\sigma_f = \frac{E_f}{E_c}\sigma_c$ e ponendo $\frac{E_f}{E_c} = n$

dove n rappresenta il coefficiente di omogeneizzazione (ovvero n consente di trattare l'insieme calcestruzzo-ferro come un unico materiale).

avremo $\sigma_f = n\sigma_c$

Quindi lo sforzo totale assorbito da un'area d'acciaio A_f varrà:

$$\sigma_f * A_f = n\sigma_c * A_f$$

Il secondo membro di questa equazione potrà essere scritto:

$$\sigma_c * nA_f$$

Ciò sta a significare che un'area d'acciaio A_f può assorbire lo stesso sforzo di una equivalente area di calcestruzzo pari a nA_f.

E' possibile, pertanto, tramite n calcolare il C.A. come un materiale omogeneo, ovvero come se fosse tutto di calcestruzzo, ove nella posizione del ferro c'è un'area equivalente di calcestruzzo pari ad nA_f.

Note:

METODO DI VERIFICA

Per la strutture in c.a. il più semplice metodo di verifica è quello delle tensioni ammissibili. Nel nostro caso utilizzeremo, pertanto, tale metodo facendo riferimento alle prescrizioni della Normativa tecnica del gennaio 1996. Questo metodo in effetti consiste nel confrontare le tensioni unitarie massime (di lavoro) presenti nel calcestruzzo e nell'acciaio della struttura in esame con quelle ammissibili, stabilite dalla Normativa per i rispettivi materiali.
Le tensioni ammissibili σ vengono qui riportate:

Per il calcestruzzo:

$$\sigma_{cam} = K \left(60 + \frac{R_{cK} - 150}{4} \right) \quad (kg/cm^2)$$

$$\sigma_{cam} = K \left(6 + \frac{R_{cK} - 15}{4} \right) \quad (N/mm^2)$$

a)Per sollecitazioni unitarie nella flessione e nella pressoflessione:

Per travi, solette e pilastri: $K = 1$

Per solette con spessore minore di 5 cm: $K = 0.7$

Per travi con solette collaboranti aventi spessore ≥ di 5cm: $K = 0.9$

b)Per sollecitazioni unitarie nella compressione semplice:

Per pilastri con spessore > = di 25 cm: $K = 0.7$

Per pilastri con spessore minore di 25 cm:

$K = 0.7 * ((1 - 0.03) * (25 - S))$

dove S è lo spessore del pilastro.

Per l'acciaio le tensioni ammissibili sono:

a) Per acciaio in barre tonde lisce:

FeB22k σ_{fam} = 1200 kg/cm² (115 N/mm²)

FeB32k σ_{fam} = 1600 kg/cm² (155 N/mm²)

b) Per acciaio in barre ad aderenza migliorata:

FeB38k σ_{fam} = 1900 kg/cm² (185 N/mm²) se non controll. in stabilimento

σ_{fam} = 2200 kg/cm² (215 N/mm²) se controllati in stabilimento

FeB44k σ_{fam} = 2200 kg/cm² (215 N/mm²) se non controll. in stabilimento

σ_{fam} = 2600 kg/cm² (255 N/mm²) se controllati in stabilimento.

Secondo la normativa del 1996 le tensioni tangenziali ammissibili per il calcestruzzo sono: τ_{co} e τ_{c1}.

$$\tau_{co} = 4 + \frac{R_{cK} - 150}{75} \text{ (kg/cm²)}$$

$$\tau_{c1} = 14 + \frac{R_{cK} - 150}{35} \text{ (kg/cm²)}$$

Nel S.I. si avrà:

$$\tau_{co} = 0.4 + \frac{R_{cK} - 15}{75} \text{ (N/mm²)}$$

$$\tau_{c1} = 1.4 + \frac{R_{cK} - 15}{35} \text{ (N/mm²)}$$

N.B.

1) Se la τ_{max} è inferiore a τ_{co} la sezione non si arma a taglio, perché il calcestruzzo è in grado di resistere agli sforzi di taglio a cui è soggetta la sezione.

2) Se la τ_{max} è superiore alla τ_{co} ma inferiore alla τ_{c1}, allora la sezione deve essere armataa taglio.

3) Se τ_{max} è superiore alla τ_{c1}, allora la sezione deve essere ridimensionata nel senso che deve essere aumentata in modo tale da far risultare la: $\tau_{max} <= \tau_{c1}$

ATTENZIONE: non commettere l'errore di utilizzare il metodo delle "tensioni ammissibili" facendo riferimento a "f_c" derivante dalla Normativa del 2008. Questo perché nel metodo agli stati limiti della NT 2008, a parità di Rck, "f_c" di riferimento è molto più grande perché nei calcoli strutturali intervengono coefficienti amplificativi dei carichi. Viceversa nel metodo delle tensioni ammissibili i carichi non essendo amplificati si dovranno utilizzare le tensioni ammissibili derivanti dalle formule di cui innanzi tratte dalla Normativa del 1996.

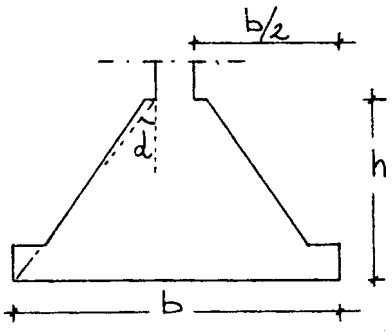
Calcolo Dei Plinti

Distinguiamo due tipi di plinto:
- plinto inerte e plinto elastico.

1) PLINTO INERTE

Per plinto inerte intendiamo un tipo di plinto massiccio, tale cioè da essere considerato indeformabile sotto le reazioni del terreno.
Il plinto può ritenersi inerte e quindi assolvere il compito di trasmettere i carichi dalla sovrastruttura al suolo, quando l'angolo formato dalla verticale e la superficie di estradosso del plinto risulta minore di 35°.

Affinché si verifichi ciò, l'altezza del plinto dovrà superare di una volta e mezzo la semibase.

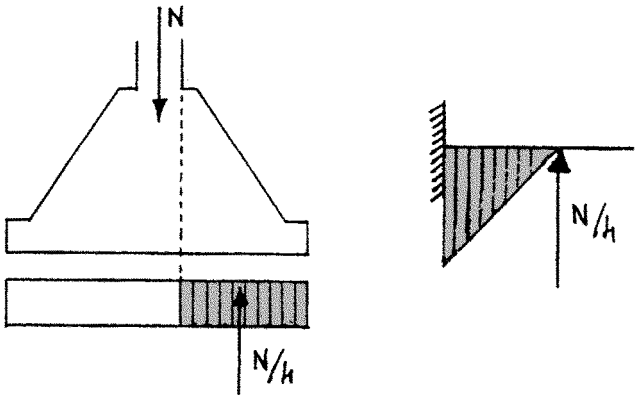


In questo caso non è richiesta l'armatura del plinto, ma è consigliabile inserire un minimo di armatura, soltanto per chiusura del calcestruzzo.

2) PLINTO ELASTICO

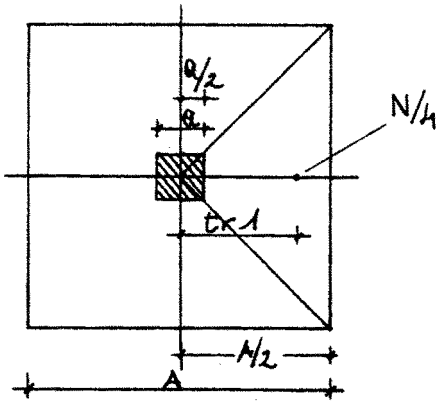
Il plinto elastico (con armatura) viene usato quando non è possibile usare il plinto inerte (o per le condizioni di carico troppo elevate o per la bassa portanza del terreno).
La particolarità del plinto elastico consiste nel fatto che l'altezza h è minore di 1.5 volte la sporgenza; esso si deforma elasticamente per effetto della reazione del terreno, per cui le sporgenze del plinto si comportano come "mensole rovesce". Ai fini del calcolo, pertanto, esso viene considerato diviso in 4 mensole ognuna delle quali va verificata a flessione e a taglio.
E' da dire che, se il pilastro sul plinto è di base quadrata e lo stesso plinto ha un'area di impronta quadrata, il calcolo delle armature sarà eseguito per una sola mensola (ognuna considerata come uno sbalzo a sezione variabile con un carico pari a $\frac{N}{4}$), quindi la stessa armatura sarà inserita anche nelle 3 rimanenti mensole.

Se invece il pilastro è di base rettangolare e/o l'area d'impronta del plinto è rettangolare, allora il calcolo delle armature sarà svolto solo per due mensole (quella con la base minore e maggiore).



N.B.

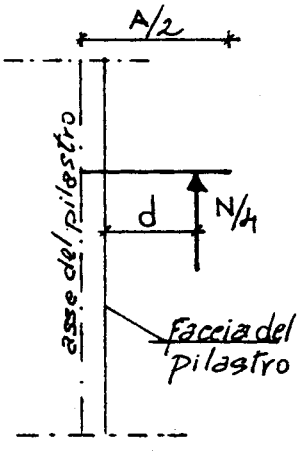
$\frac{N}{4}$ (il carico diviso 4) è la risultante della sezione del terreno sotto la mensola, il cui punto di applicazione è nel baricentro della mensola cioè a $\frac{2}{3}$ di $\frac{A}{2}$.



La distanza di $\frac{N}{4}$ dal bordo del pilastro si chiama "tratto 1".

Verifica a flessione

Calcolo del momento flettente in corrispondenza del "tratto 1".



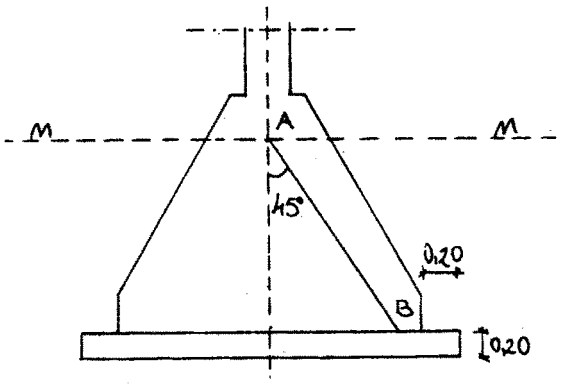
$$Mf = \frac{N}{4} * d$$

ed essendo $$d = \left(\frac{2}{3} * \frac{A}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mf = \frac{N}{4} * \left(\frac{2}{3} * \frac{A}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mf = N * \left(\frac{A}{12} - \frac{a}{8}\right)$$

Caratteristiche geometriche del plinto:



Il magrone, posto sotto il plinto, ha un'altezza di 20cm e di conseguenza dovrà avere una sporgenza di 20cm (al massimo).

N.B.

Per il calcolo di un plinto, è consigliabile dare prima le dimensioni, cioè dimensionarlo prima e poi verificarlo.

Per la verifica a flessione utilizziamo la usuale formula di seguito riportata in cui r su alcuni testi viene indicata con α.

$$\alpha = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{B}}}$$

dove: - h è l'altezza utile

- M è il momento flettente
- B = a = larghezza del pilastro.

In genere ai fini delle verifiche per le fondazioni, “repetita iuvant”, assegniamo alle σ_{amm} del calcestruzzo e del ferro dei valori più bassi in modo di avere una maggiore sicurezza.
Armatura a flessione:

$$A_f = \frac{M_f}{0.9*h*\sigma_{fam}}$$

Verifica a taglio

Per il calcolo dell'armatura a taglio, calcoliamo la τ_{max} da taglio:

$$\tau_{max} = \frac{\frac{N}{4}}{0.9*b*h}$$

dove: - h è l'altezza utile
- b = B = a = larghezza del pilastro.

Se $\tau_{max}<\tau_{co}<\tau_{c1}$ non bisogna armare.

Se $\tau_{co}<\tau_{max}<\tau_{c1}$ bisogna armare.

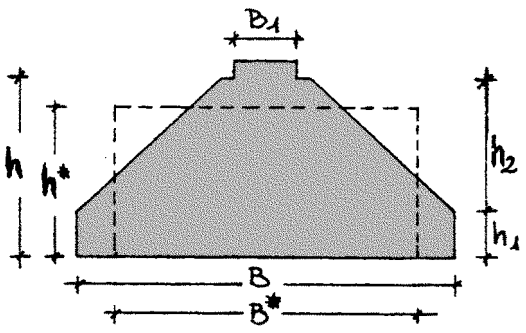
Se $\tau_{max}>\tau_{c1}$ bisogna ridimensionare.

Area ferro piegato: area dei ferri orientati secondo la direzione dello sforzo di trazione (a 45°) e capace di assorbirlo completamente.

$$A_{fp} = \frac{\tau_{max}*b*l}{\sigma_{fam}}$$

$$A_{fp} = \frac{S}{\sigma_{fam}}$$

$$\tau_{max}*b*l = S$$



dove: - S è lo scorrimento;

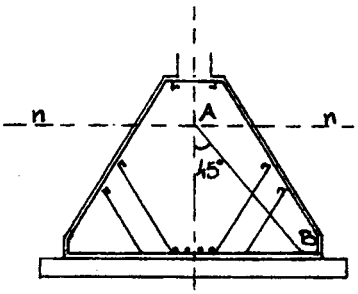
- l è l'altezza utile del plinto * 1.41 (escluso il magrone);
- l sarebbe la lunghezza del segmento inclinato a 45° partendo dall'asse neutro, è = AB = l; per sveltezza di calcolo, a vantaggio di sicurezza assumo l = (H-2c) * 1.41

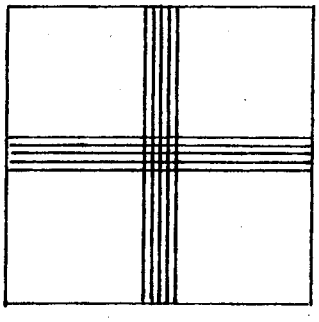
in cui c=copriferro.

(n.b.: E' possibile procedere anche tramite altezza equivalente, come se il plinto fosse a sezione rettangolare e non trapezoidale, assumendo una altezza fittizia h^* pari a: $h^*=h_1+\frac{h_2}{3}\left(\frac{2B+B_1}{B}\right)$ ed una base fittizia $B^*=\frac{2}{3}B\frac{h^*}{h}$, e quindi procedere come per gli sbalzi a sezione costante; vedi figura).

Quando noi inseriamo i ferri (calcolati per il Momento) nella parte inferiore del plinto, alcuni di questi, se esuberanti per il momento, possono essere utilizzati anche per il taglio, basterà inclinarli di 45°.

Dopo aver inserito i ferri longitudinali, infine, inseriamo delle staffe ϕ8 ogni 20 cm e staffoni ϕ12 oppure ϕ14 oppure ϕ16 preferibilmente fuori calcolo.



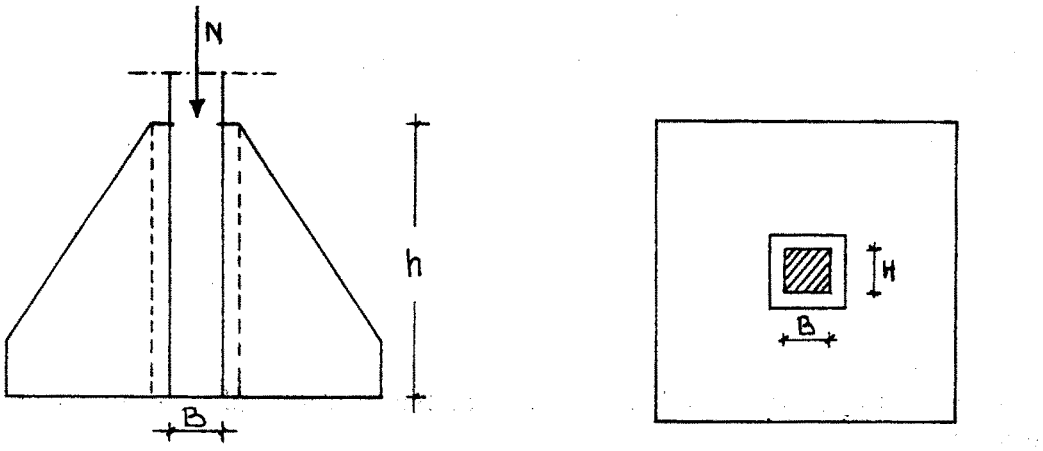


Oltre alla verifica a flessione e a taglio si dovrà verificare anche il fenomeno di punzonamento, cioè verificare se il pilastro determina lo sfondamento del plinto.

La verifica in questo caso viene effettuata calcolando la tensione tangenziale di scorrimento per taglio puro lungo la superficie di possibile punzonamento

$$\tau = \frac{N}{2*(B+H)*h} \quad \text{per } \tau <= \tau_{co} \quad \text{(senza armatura)}$$

$$\text{per } \tau_{co} <= \tau <= \tau_{c1} \text{ (con armatura)}$$



nonché effettuando una verifica a tranciamento, ovvero verificando che N (il carico normale) non sia in grado di spezzare le armature presenti nel plinto.

Per accertare se lo sforzo N trancia le armature nel plinto, effettuiamo la verifica:

$$N < \sigma_{fam} * A_f$$

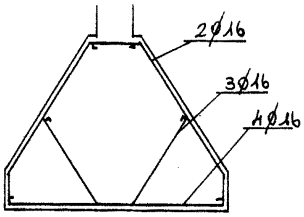
dove: - σ_{fam} non è altro che la σ ammissibile delle armature.

(Quindi $\sigma_{fam} * A_f$ sarebbe il carico ammissibile che le armature possono assorbire).

Dato però che per ogni mensola del plinto le armature sono identiche, allora la stessa verifica può essere fatta per $\frac{1}{4}$ di N (per ogni mensola).

$$\frac{N}{4} < \sigma_{fam} * A_f$$

Esempio:



N=100000kg(daN) σ_{fam}=1600kg/cm² (daN/cm²)

A_f = 6 ϕ 16

$\frac{N}{4}$ = 25000kg (daN) Per ogni faccia del plinto

$\sigma_{fam} * A_f$ = 1600*(6*2.01) = 19.296 kg(daN) (massimo sforzo che le armature sono in grado di assorbire).

$\frac{N}{4}$ = 25000 kg(daN) > σ_{fam} A_f = 19296 kg(daN)

Quindi non è verificato. Essendo $\frac{N}{4}$ maggiore di σ_{fam} A_f, incrementiamo quest'ultima, aumentando quindi l'A_f , inserendo cioè altro ferro in modo tale che $\frac{N}{4}$ risulti inferiore di σ_{fam} A_f. Aggiungendo dunque 3 ϕ 16, si ha:

$\sigma_{fam} * A_f$ = 1600*(9*2.01) = 28944 kg(daN)

$\frac{N}{4}$ = 25000 kg(daN) < σ_{fam} A_f = 28944 kg(daN)

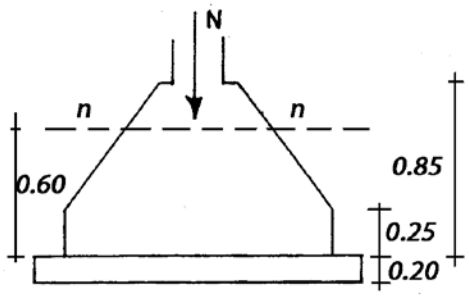
La verifica è soddisfatta.

N.B.

Volendo fare un discorso più preciso, bisogna dire che l'area di ferro A_f risulta maggiore di quella effettivamente calcolata, in quanto i 3 ϕ16 sono posti obliqui e come tale la loro area in sezione risulta maggiore.

ESERCIZIO

Calcolo di un plinto caricato con un sforzo normale N = 48t posto su un terreno avente una σ_{tamm} = 1.62 kg/cm² (daN/cm²)



N = 48t (48000daN)

σ_{fam}=1600kg/cm²(daN/cm²)

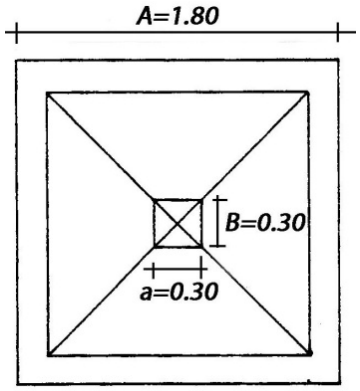
σ_{tamm}=1.62 kg/cm²(daN/cm²)

Calcolo della superficie del magrone (sotto plinto).

$$\text{Sotto plinto} = \frac{N}{\sigma_{tamm}} = \frac{48000}{1.62} = 29629.6 \text{ cm}^2 = S$$

$l = \sqrt{S}$ lato = $\sqrt{29629.6}$ = 1.72 per cui arrotondiamo a 180 cm.

Lato A = 180 cm (sotto plinto).



Verifica a flessione

$$Mf = N*\left(\frac{A}{12} - \frac{a}{8}\right)$$

$$Mf = 48000*\left(\frac{180}{12} - \frac{30}{8}\right)$$

$$Mf = 540000 \text{ kgcm (daNcm)}$$

$$\alpha = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{B}}} = \frac{81}{\sqrt{\frac{540000}{30}}} = 0.604$$

a cui corrisponde

$\sigma_c = 30$ kg/cm²(daN/cm²) < σc_{am} =85kg/cm²(daN/cm²)

(E' verificato)

$$A_f = \frac{M_f}{0.9*81*1600} = 4.62 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 5\ \phi 12$$

Questa armatura va posta alla base del plinto, inserendo 3 filanti e 2 sagomati a 45° (per il taglio).

Verifica a taglio

Calcolo della τ_{max}

$$\tau max = \frac{\frac{N}{4}}{0.9*h*B} = \frac{\frac{48000}{4}}{0.9*81*30} = 5.48 \text{ kg/cm}^2\text{(daN/cm}^2\text{)} \quad ,$$

da cui risulta:

$\tau_{co} < \tau_{max} < \tau_{c1}$ (si deve armare a taglio)

$$\tau_{media} = \frac{\tau_{max}}{2} = \frac{5.48}{2} = 2.74 \text{ kg/cm}^2 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$$

$$A_{fp} = \frac{\tau_{media}{}^{*}b{*}l}{\sigma_{fam}} = \frac{2.74*30*85}{1600} = 4.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\ \phi12$$

P.S.
Dato che nel calcolo delle armature a flessione abbiamo sagomato 2ϕ12 per il taglio, aggiungendo solo 2ϕ12, si avrà in totale 4ϕ12=4.52 cm² >4.38

quindi avremo **A_{fp} = 4.52 cm²**

Verifica a tranciamento

$$\frac{N}{4} = \frac{48000}{4} = 12000 \text{ kg(daN)}$$

σ_{fam} = 1600 kg/cm²(daN/cm²) A_f = 7 ϕ12

σ di lavoro = (7*1.54) * 1600 = 17248 kg(daN)

$\frac{N}{4}$ = 12000kg(daN) < σ di lavoro = 17248 kg(daN)

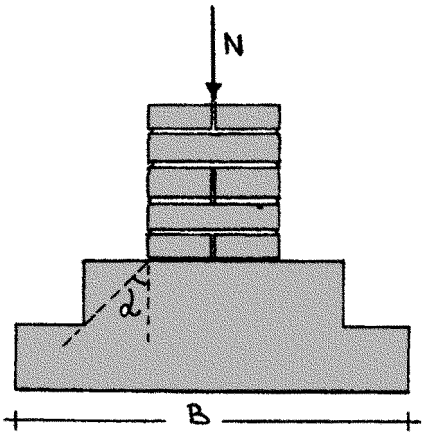
(il plinto è verificato).

Note:

Travi Di Fondazione

Le travi di fondazione possono essere posizionate al disotto di muri continui o di pilastrate.
Nel primo caso è preferibile prima fare in modo che il carico proveniente dalla sovrastruttura sia centrato sulla superficie di impronta della fondazione. E' possibile ottener ciò, anche quando il carico presenta una certa eccentricità, allungando le sporgenze laterali della trave in modo non simmetrico.
Verificata la condizione precedente, la verifica di stabilità risulta abbastanza facile, riferendosi ad un metro lineare di muro, verificando che:

$$\sigma_{tmax} = \frac{N}{A} <= \sigma_{tamm}$$

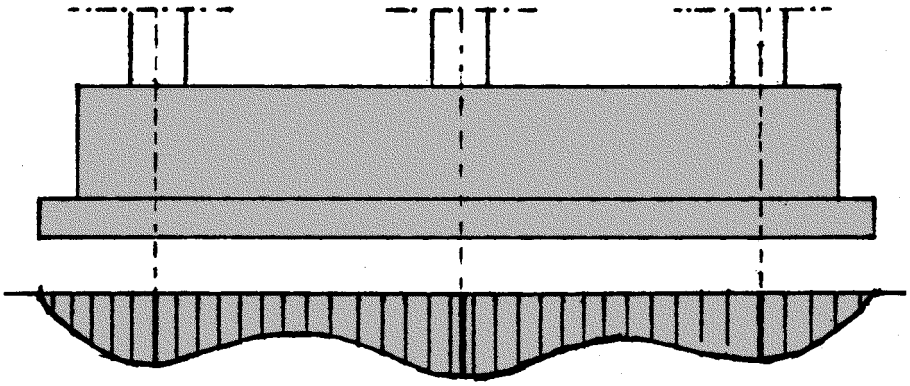


in cui

N = carico a metro lineare di fondazione espresso in kg
A = 100 * B
B = base della fondazione espressa in cm
σ=tensione espressa in kg/cm²

Giacché il carico ammissibile della muratura sicuramente è più alto di quello del terreno sottostante, ne consegue che la larghezza della fondazione necessariamente è più grande dello spessore del muro sovrastante, sporgendo lateralmente.
Nel caso che tali sporgenze presentino almeno un'altezza pari a 1.5 volte la lunghezza della sporgenza laterale, significa che siamo in presenza di un angolo $\alpha < 35°$, per cui la fondazione può essere

considerata di tipo massiccia e ci regoliamo come per i plinti, ovvero possiamo anche omettere l'armatura.
E' consigliabile, però, disporre un'armatura di chiusura per il calcestruzzo, disposta trasversalmente, ed un armatura longitudinale tipo cordolo.
Nel caso in cui i carichi non vengono trasmessi da pareti ma da pilastri, il problema è più complesso, in quanto l'andamento della reazione del terreno è di tipo sinusoidale, presentando dei picchi più o meno accentuati nei punti situati sotto i pilastri a seconda che la trave di fondazione sia di tipo elastico o di tipo rigido.



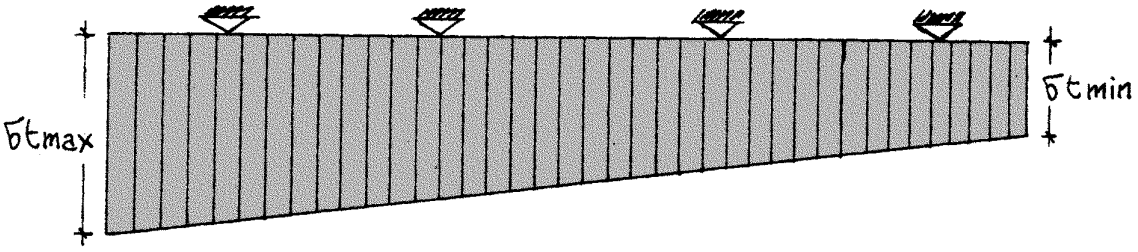
N.B.

Per evitare concentrazione di tensioni in corrispondenza dei pilastri di estremità, la trave non viene troncata a filo pilastro, ma viene prolungata con degli sbalzi di estremità. Si consiglia una lunghezza pari ad almeno un metro.

Ammesso che la fondazione sia di tipo rigido, è possibile ipotizzare, per le tensioni sul terreno, un andamento lineare e dimensionando la trave in modo che la risultante dei carichi R

cada all'interno del nocciolo d'inerzia avremo un diagramma delle tensioni del tipo trapezoidale con una $\sigma_{T}max$ ed una $\sigma_{T}min$.

Dal punto di vista del calcolo la fondazione a trave rovescia viene considerata come una normale trave in cui il carico va dal basso verso l'alto. (reazione del terreno).



$$\sigma_{T}max = \frac{R}{A} + \frac{M}{W} = \frac{R}{A} * \left(\frac{\frac{l}{6} + e}{\frac{l}{6}} \right)$$

$$\sigma_{T}min = \frac{R}{A} - \frac{M}{W} = \frac{R}{A} * \left(\frac{\frac{l}{6} - e}{\frac{l}{6}} \right)$$

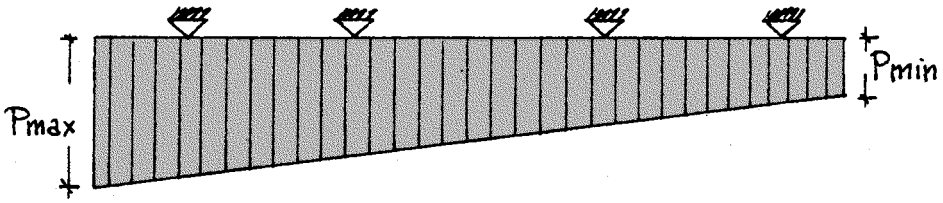
dove: - **A** è uguale (A = l*B) all'area della trave;

- **l** è la lunghezza della trave;
- **e** è l'eccentricità della risultante R .

La verifica di resistenza del terreno si ha per:

$$\sigma_{T}max <= \sigma_{T}amm$$

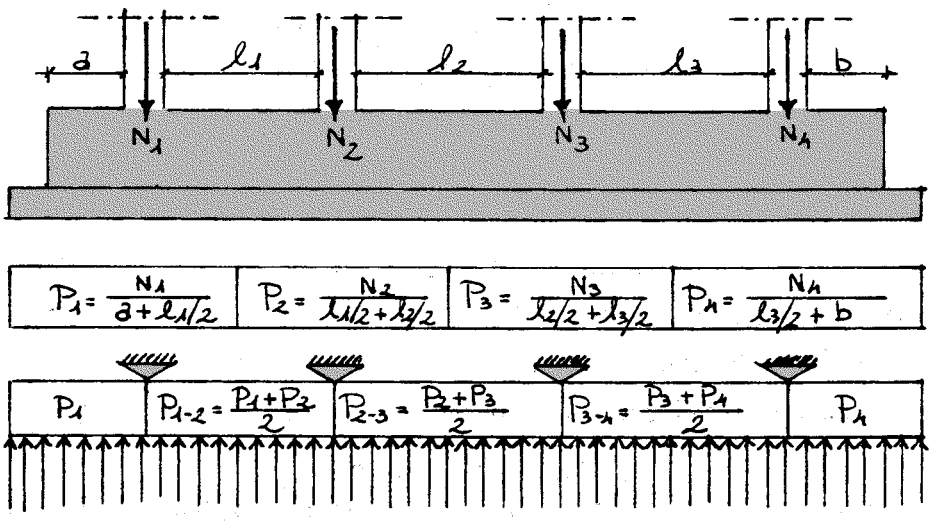
Il calcolo della trave rovescia viene condotto, caricando la trave con la reazione del terreno diminuita dei carichi applicati direttamente sulla trave (tompagni, paretine) e del suo peso proprio, in quanto questi agiscono in senso opposto alla reazione del terreno.



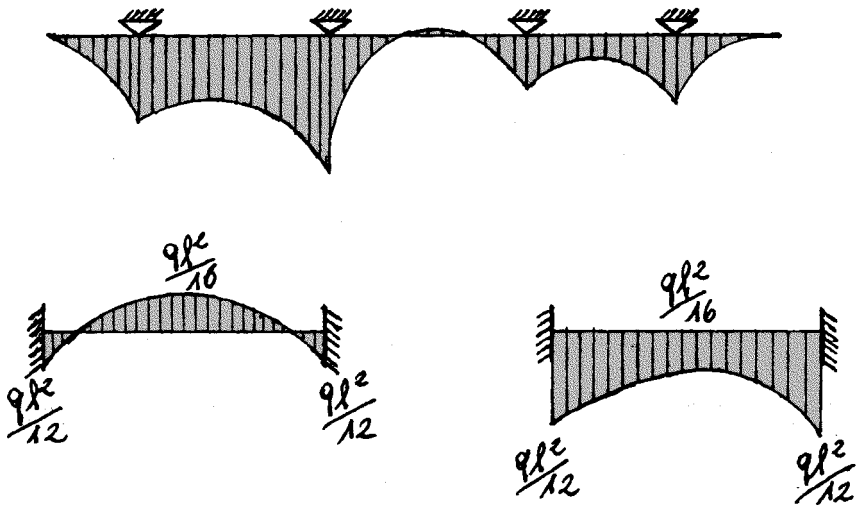
$p_{max} = (\sigma_{Tmax} * B) - (\text{Carichi dir.appl. + peso proprio})$

$p_{min} = (\sigma_{Tmin} * B) - (\text{Carichi dir.appl. + peso proprio})$

In linea di massima, per abbreviare i calcoli, si considerano i carichi trasmessi dai pilastri distribuiti sulle semicampate adiacenti ai pilastri.
La media dei carichi sulle due semicampate contigue ci dà il carico della campata.
Cioè in altre parole, dopo aver diviso le campate in due semicampate, determiniamo il carico relativo ad ogni pilastro. Effettuando, poi, la media fra i carichi sulle due semicampate, si ottiene il carico relativo alla singola campata.



Una volta determinati i carichi, possiamo calcolare la trave con le equazioni di congruenza o con il metodo di Cross, oppure, quando i pilastri che insistono sulla trave sono abbastanza massicci, considerando isolate le campate come incastrate-incastrate.

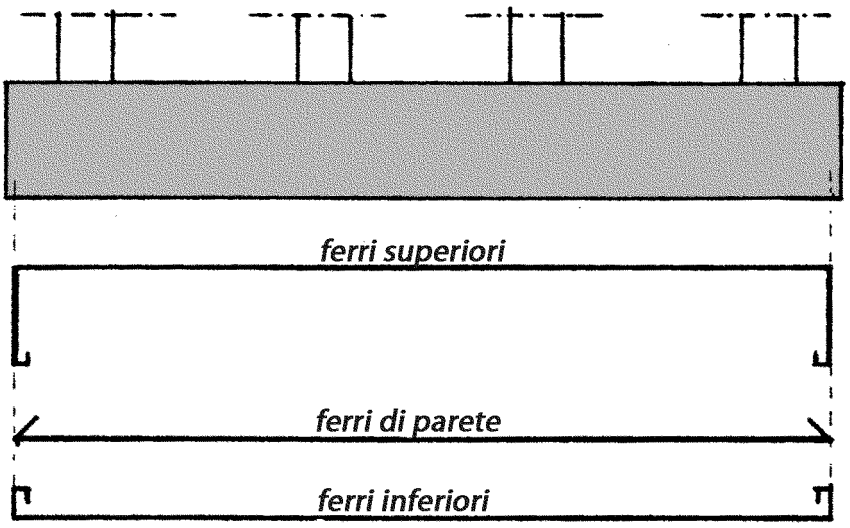


Oltre alla verifica a flessione si esegue una verifica a taglio e punzonamento con i soliti e ormai consueti metodi usati per il plinto.

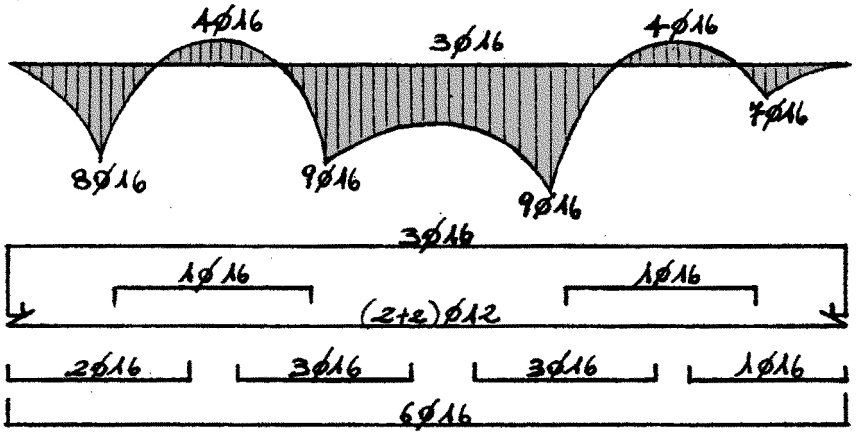
Per quanto riguarda il calcolo dell'armatura, ci rifacciamo alle regole usate per la trave a T; in ogni caso è consigliabile disporre almeno un'armatura relativa a $\frac{ql^2}{12}$ nella zona inferiore della trave interessata dai pilastri ed un'armatura in campata relativa a $\frac{ql^2}{16}$ nella parte superiore.

N.B.
Indipendentemente dai calcoli, in ogni caso, è consigliabile disporre almeno 3ϕ16 nella parte superiore della trave e 6ϕ16 nella parte inferiore.

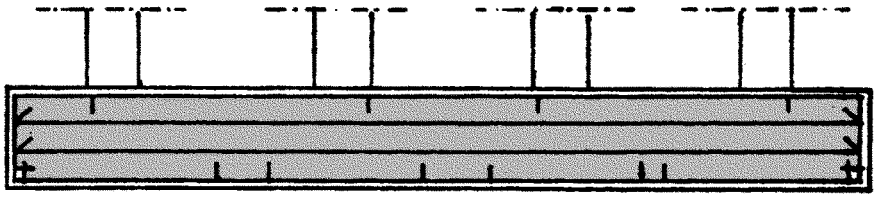
Per quanto riguarda l'armatura a taglio, si consiglia di impiegare minimo (2+2) ϕ12 di parete per tutta la lunghezza della trave. Bisogna, inoltre, sempre effettuare la verifica a punzonamento in corrispondenza dei pilastri e verificare a momento e a taglio l'ala della sezione della trave come nel caso dei plinti, effettuando il calcolo relativamente ad un metro lineare di trave.

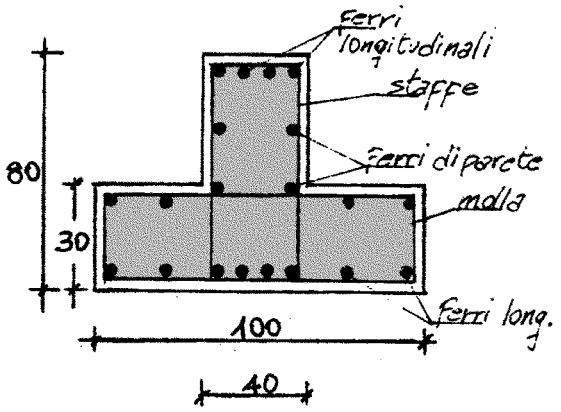


Esempio di disposizione dell'armatura



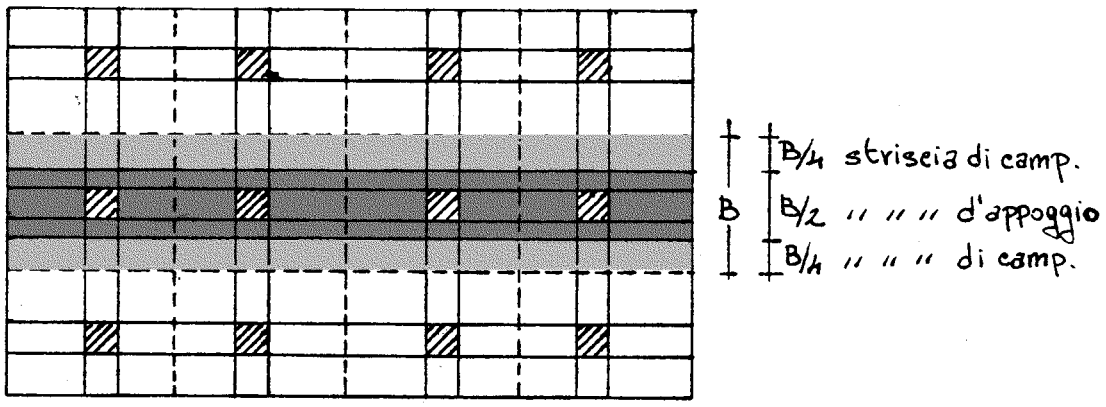
N.B.
Per il calcolo delle molle usiamo gli stessi criteri adottati per il plinto.





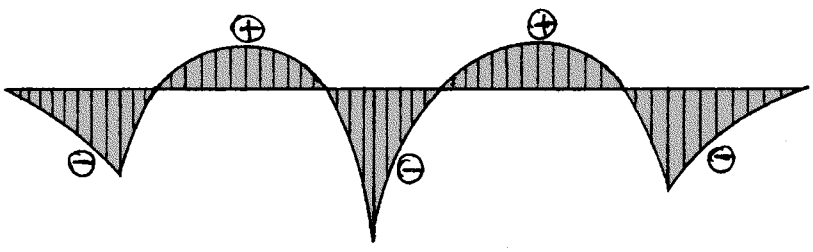
Platee

La fondazione continua a platea, quando si presenta in forma nervata ovvero a piastra nervata, è formata da travi irrigidenti che collegano i vari pilastri.
Questo tipo di fondazione viene usato sia quando la portanza del terreno è bassa, sia quando i carichi sovrastanti sono elevati e bisogna pertanto ripartirli su di un'area maggiore.
Il calcolo della platea a piastra nervata viene condotto suddividendo la platea in strisce ideali ottenute, accorpando le semilarghezze degli interassi esistenti a sinistra ed a destra di ogni pilastrata. (vedi figura seguente)

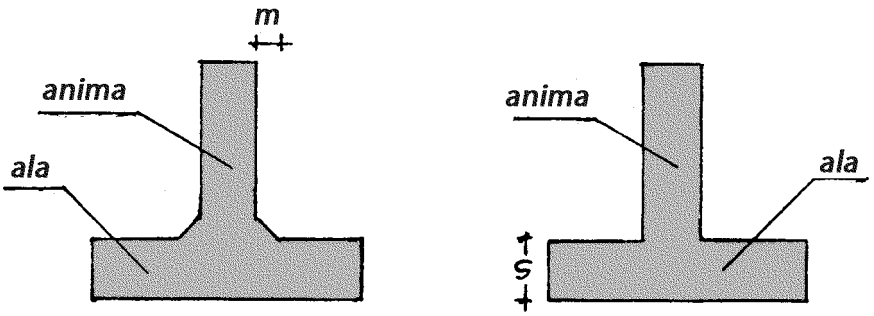


Ogni striscia a sua volta è suddivisa in 2 strisce: una striscia di appoggio ed una di campata.
Come è stato detto precedentemente, tale fondazione può considerarsi formata da un doppio ordine di travi rovesce, (come del resto si può osservare dalla figura) dove per ciascuna trave si devono condurre i calcoli, come già abbiamo visto nel caso delle travi rovesce.
Quindi l'unica differenza, che si ha tra le travi rovesce e questo tipo di fondazione, sta nel fatto che si trae il vantaggio di avere

delle tensioni sul terreno minori rispetto alle travi rovesce isolate, questo perché le travi sono collegate dal solettone continuo.
Quando i carichi trasmessi alla platea sono bassi e quindi basse anche le reazioni del terreno, si può ricorrere alla platea a piastra senza l'uso delle nervature.
Questa denominazione deriva dal fatto che il collegamento fra il solettone e i pilastri avviene tramite una piastra (capitello rovescio), onde evitare il punzonamento del solettone. La verifica a punzonamento, ovvero il dimensionamento della piastra (capitello), viene condotto come già si è visto nel caso del plinto elastico.
Il calcolo di questo tipo di platea può essere condotto come il precedente.
Verificata, quindi, la tensione massima sul terreno e definite le sollecitazioni massime per ogni striscia, si supporrà che le sollecitazioni risulteranno maggiori nella zona centrale della striscia (longitudinalmente), in quanto è la meno deformabile e la più direttamente sollecitata dai pilastri. (In particolare sollecitata dal Momento Negativo).
Per questo motivo ogni striscia è stata suddivisa in una striscia d'appoggio centrale e in due strisce di campata laterali. Si ritiene, infatti, che il momento negativo sarà assorbito per il 75% dalla striscia di appoggio e il rimanente 25% dalle strisce di campata; mentre per il momento positivo esso sarà assorbito per il 55% dalla striscia d'appoggio e per il rimanente 45% dalle strisce di campata.



Va detto, ancora, a riguardo della sezione a T rovescia, tenendo conto che le sezioni a T possono essere di due tipi:



Ai fini del calcolo si può assumere come "ala" una striscia di soletta, laterale all'anima.
Per quantizzare la larghezza dell'ala da assumere, in genere si usa il valore più grande che scaturisce dalle due formule seguenti:

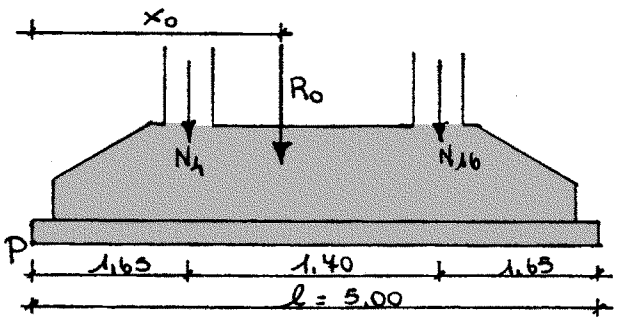
$\frac{L}{10}$ in cui L = la lunghezza della trave da calcolare

5S + m , in cui S = spessore della soletta;
m = raccordo soletta anima,

fermo restante che in ogni caso la larghezza dell'ala non dovrà essere superiore alla misura dell'interasse fra le travi.

N.B.
Nelle travi a T rettangolari m è uguale a zero.

CALCOLO DI TRAVE ROVESCIA



dati:
N_4 = 74627 kg (74627 daN)
N_{16} = 36630 kg (36630 daN)
tompagno = 1675 kg/ml
peso proprio trave = 2000 kg/ml
l = 500 cm
B = 260 cm
ipotesi di trave infinitamente rigida

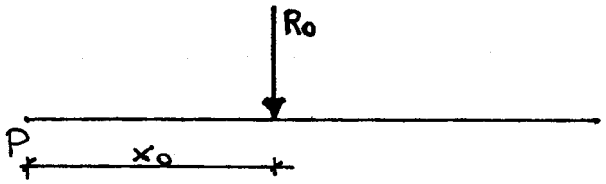
- calcolo della risultante dei carichi esterni :

(equilibrio della traslazione verticale)

R_o = 74627 + 36630 + (2000 • 5) + (1675 • 1.70) = 124105 kg (124105 daN)

- individuazione punto di applicazione di R_o :

(equilibrio alla rotazione intorno a P)



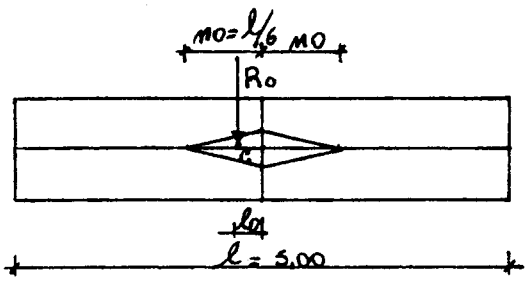
$$R_o \bullet X_o = (74627 \bullet 1.65) + \frac{2000 \bullet 5.00^2}{2} + (36630 \bullet 3.35) + (1675 \bullet 1.7 \bullet 2.5) =$$

$$R_o \bullet X_o = 277964 \quad \Rightarrow \quad X_o = \frac{277964}{124105} = 2.239$$

l'eccentricità $l_o = \frac{l}{2} - 2.239 = 2.50 - 2.239 = 0.261$ m

indicando con n_o il raggio di nocciolo si ha:

$$n_o = \frac{l}{6} = 0.833 \quad \Rightarrow \quad l_o < n_o$$



- Quindi il centro di sollecitazione risulta interno al nocciolo d'inerzia, per cui la superficie di base risulta interamente reagente. -

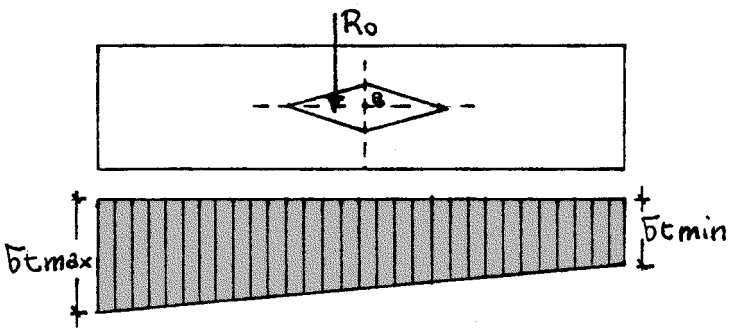
- Calcolo del diagramma delle tensioni sul terreno :

$$\sigma_{tmax} = \frac{Ro}{B \bullet l}\left(1 + \frac{6 \bullet e}{l}\right) = \frac{124105}{260500}\left(1 + \frac{6 \bullet 26.1}{500}\right) \frac{124105}{260500}\left(1 + \frac{6 \bullet 26.1}{500}\right) =$$

$$= 1.25 \text{ kg/cm}^2 \ (0.125 \text{ N/mm}^2)$$

$$\sigma_{tmin} = \frac{Ro}{B \bullet l}\left(1 - \frac{6 \bullet e}{l}\right) = 0.65 \text{ kg/cm}^2 \quad (0.065 \text{ N/mm}^2)$$

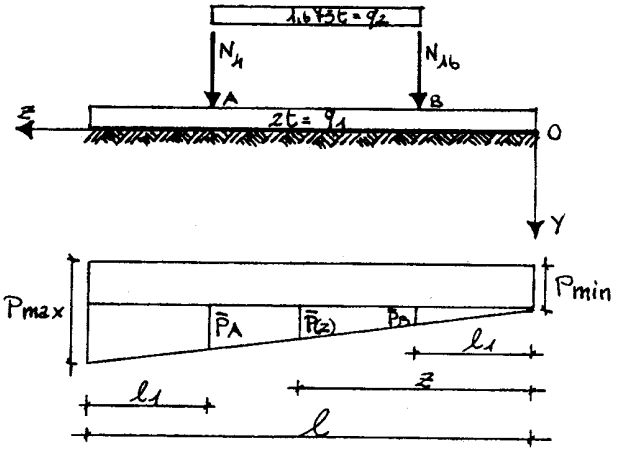
affinché sia soddisfatta la verifica della tensione sul terreno, deve risultare che $\sigma_{tmax} < \sigma_{tamm}$



- Calcolo del diagramma delle reazioni del suolo :

La reazione unitaria all'ascissa generica vale $P(Z) = P_{min} + \bar{P}(Z)$

dove $\bar{P}(Z) = P_{max} - P_{min}$



dalla similitudine :

$\bar{P}(Z) : Z = (P_{max} - P_{min}) : l$

$\bar{P}(Z) = (P_{max} - P_{min}) \bullet \frac{Z}{l}$

dove :

$P_{max} = \sigma_{tmax} \bullet B = (1.253 \bullet 260) = 325.78 \text{ kg/cm} = 32.578 \text{ t/m}$

$P_{min} = \sigma_{tmim} \bullet B = (0.655 \bullet 260) = 170.30 \text{ kg/cm} = 17.030 \text{ t/m}$

all'ascissa generica si ha :

$$\bar{P}(Z) = \left(\frac{32.578 - 17.030}{2}\right) \bullet Z = 3.1096 \bullet Z$$

- determinazione del diagramma dei momenti :

$$MB_d = P_{min} \bullet \frac{l_1^2}{2} - \frac{q l_1^2}{2} + \frac{\bar{P}(B) \bullet l_1}{2} \bullet \frac{l_1}{3}$$

$$MB_d = \frac{17.03 \bullet 1.65^2}{2} - \frac{2 \bullet 1.65^2}{2} + \frac{3.1096 \bullet 1.65^2}{2} \bullet \frac{1.65}{3} = 22.78 \text{ tm}$$

$$MA_S = -P_{min} \frac{l_1^2}{2} - \bar{P}(A) \frac{l_1^2}{2} - \{[(P_{max} - P_{min}) - \bar{P}(A)] \frac{l_1}{2} \frac{2l_1}{3}\} + \frac{ql^2}{8}$$

$$MA_S = -\frac{17.03 \bullet 1.65^2}{2} - \frac{3.1096 \bullet 3.35 \bullet 1.65^2}{2} - \{[15.548 - (3.1096 \bullet 3.35)] \frac{1.65^2}{3}\}$$

$$MA_S = -42.018 \text{ tm}$$

- diagramma dei momenti nel tratto A-B :

calcolo l'ascissa Z ove il taglio è nullo:
taglio nel tratto $\overline{AB}$

$$T(Z) = [(P_{min} - q) \bullet Z] + \frac{P(Z) \bullet Z}{2} - N_{16}$$

l'ascissa di momento minimo si trova nel punto di taglio nullo, quindi imponendo:

$$T(Z) = 0$$

$$[(17.030 - 2.00) \bullet Z] + \frac{3.1096 \bullet Z^2}{2} - 36.630 = 0$$

$$T(Z) = 1.5548 \bullet Z^2 + 15.030 \bullet Z - 36.630 = 0$$

$$Z^* = \frac{-15.030 \pm \sqrt{15.030^2 + (4 \bullet 1.5548 \bullet 36.630)}}{2 \bullet 1.5548}$$

$$Z^* = \frac{-15.03 \pm 21.30}{3.11} = 2.016$$

$$Z^* - 1.65 = 0.366$$

l'ascissa di taglio nullo si può trovare anche a questa maniera:

$$TA_S = \frac{P\max + PA}{2} \bullet 1.65 - 2 \bullet 1.65 =$$

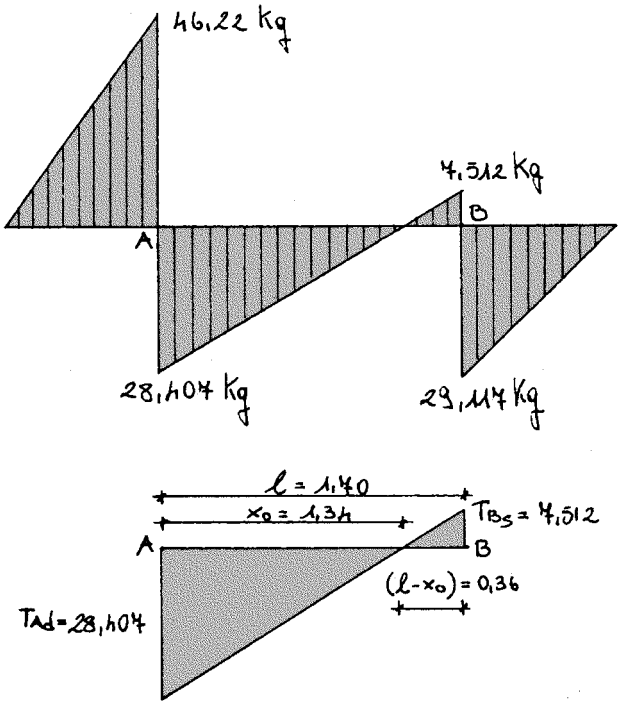
$$= \frac{32.578 + [17.03 + (3.1096 \bullet 3.35)]}{2} \bullet 1.65 - 3.30 = 46.22 \text{ t} \quad \textbf{(con segno -)}$$

$$TA_d = 74.627 - 46.22 = 28.407 \text{ t}$$

$$TB_S = 28.407 + (3.675 \bullet 1.70) - \frac{PA + PB}{2} \bullet 1.70 = 34.6545 - 42.1668$$

$$TB_S = - 7.5123 \text{ t}$$

$$TB_d = 36.630 - 7.5123 = 29.117 \text{ t}$$



$(T_A : T_B) = X_o : (l - X_o)$

$$[(T_A \bullet l) - (T_B \bullet X_o)] = T_B \bullet X_o \quad ; \quad (T_A + T_B) \bullet X_o = T_A \bullet l$$

$$X_o = \frac{TA \bullet l}{TA+TB} = \frac{28.407 \bullet 1.70}{28.407+7.5123} = 1.34$$

$(l - X_o) = 0.36$

come si vede $0.36 \cong 0.366$ ossia :

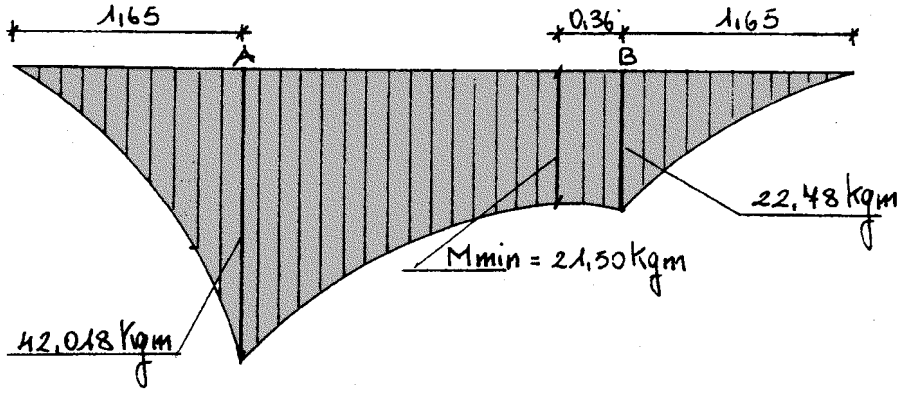
il punto di nullo del taglio calcolato è uguale a quello precedente - in tale ascissa troviamo il momento massimo (che poi, nella fattispecie, in realtà è quello minimo) -

$$M(Z^*) = \frac{Pmin \bullet Z^{*2}}{2} - \frac{q_1 \bullet Z^{*2}}{2} - \frac{q_2 (l - X_o)^2}{2} + \frac{\overline{P} \bullet Z^*}{2} \bullet \frac{1}{3} Z^* - N_{16} (l - X_o)$$

$$M(Z^*) = \frac{17.030 \bullet 2.016^2}{2} - \frac{2 \bullet 2.016^2}{2} - \frac{1.675 \bullet 0.36^2}{2} + \frac{6.269 \bullet 2.016}{2} \bullet \frac{20.16}{3} +$$

$$+ (36.630 \bullet 0.36) = 36.607 - 4.064 - 0.108 - 4.246 - 13.187$$

M(Z*) = 21.494 tm ≅ 21.5 tm (positivo sulla faccia normale positiva)



- il diagramma è tutto positivo -

per prudenza consideriamo la trave anche come perfettamente incastrata in A e B e andiamo a verificare che:

$$M_B \div M_A \geq \frac{ql^2}{12} \quad ; \quad M_{AB} = -\frac{ql^2}{24}$$

$$q = \frac{P_A + P_B}{2} = \frac{27.447 + 22.161}{2} = 24.804$$

$$M_{AB} = \frac{24.804 \bullet 1.70^2}{24} = 2.99 \text{ tm}$$

nella tabella per n = 15 e σ_f = 1600 kg/cm²(daN/cm²)

$$r = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{B}}} = \frac{105}{\sqrt{\frac{4201800}{50}}} = \frac{105}{289.89} = 0.362$$

$\Rightarrow$ σ_c = 52 kg/cm² (5.2N/mm²)

$$Af_A = \frac{M}{0.9 \bullet h^* \bullet \sigma f_{am}} = \frac{4201800}{0.9 \bullet 105 \bullet 1600} = 27.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow 14\ \phi\ 16$$

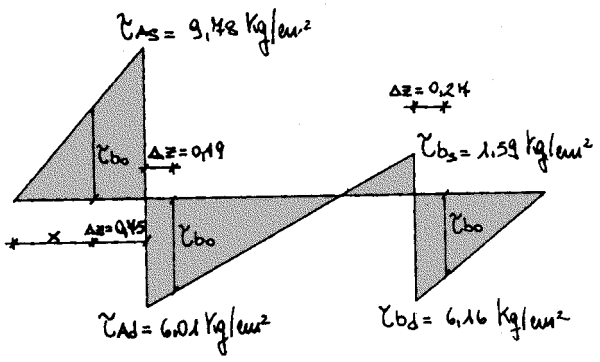
$$Af_B = \frac{2278000}{0.9 \bullet 105 \bullet 1600} = 15.07 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8\ \phi\ 16$$

$$Af_{AB} = \frac{299000}{0.9 \bullet 105 \bullet 1600} = 1.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\ \phi\ 12$$

$$\tau_A = \frac{T}{Bh^*} \cong \frac{T}{0.9Bh^*} = \frac{46220}{0.9 \bullet 50 \bullet 105} = 9.78 \text{ kg/cm}^2 \ (0.978 \text{ N/mm}^2)$$

$$\tau_{ba} = 4 + \frac{Rck-150}{75} = 5.33 \text{ kg/cm}^2 \ (0.53 \text{ N/mm}^2)$$

per $\rightarrow R_{ck}$=250kg/cm² (25 N/mm²)



9.78 : 1.65 = 5.33 : x
x = 0.90
Δz = 0.75

$$S_1 = \frac{\tau_A + \tau_B}{2} b\Delta z = \frac{9.78+5.33}{2} \bullet 50 \bullet 75 = 28331 \text{ kg (daN)}$$

6.01 : 1.70 = 5.33 : x
x = 1.51
Δz = 0.19

$$S_2 = \frac{6.01+5.33}{2} \bullet 50 \bullet 19 = 5386 \text{ kg (daN)}$$

6.16 : 1.65 = 5.33 : x
x = 1.43
Δz = 1.65 - 1.43
Δz = 0.22

$$S_3 = \frac{6.16+5.33}{2} \bullet 50 \bullet 22 = 6319 \text{ kg (daN)}$$

Calcolo dell'area dei ferri piegati a taglio, supponendo di affidare a questi ferri il 60 % dello scorrimento

$$A_{fp}S_1 = \frac{0.6 \bullet 28331}{\sqrt{2} \bullet \sigma_{fam}} = 7.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{fp}S_2 = \frac{0.6 \bullet 5386}{\sqrt{2} \bullet 1600} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{fp}S_3 = \frac{0.6 \bullet 6319}{\sqrt{2} \bullet 1600} = 1.67 \text{ cm}^2$$

calcolo dell'area di ferro a staffe da inserire nei Δz calcolati, supponendo che alle staffe venga affidato il rimanente 40 % dello scorrimento:

$A_{st}S_1 = \frac{0.4 \bullet S_1}{\sigma_{fam}} = \frac{0.4 \bullet 28331}{1600}$ = 7.08 cm² sono sufficienti staffe ϕ 8/10cm

$A_{fp}S_2 = \frac{0.4 \bullet 5386}{1600}$ = 1.35 cm² sono sufficienti staffe ϕ 8/10cm

$A_{fp}S_3 = \frac{0.4 \bullet 6319}{1600}$ = 1.58 cm² sono sufficienti staffe ϕ 8/10cm

Verifica a punzonamento

Ferri di fondo esistenti 14 ϕ 16 più 2 ϕ 12 superiori = 30.40 cm²

30.40 * 1600 = 48640 kg

lo scarico più grande proveniente dal pilastro è pari a 74627 kg , che deve essere assorbito dai ferri in corrispondenza delle due facce del pilastro normali ad essi, per cui considereremo metà scarico per ogni faccia interessata:

essendo

$\frac{N}{2} = \frac{74627}{2}$ = 37313 kg < 48640 kg (daN)

la verifica a punzonamento è soddisfatta.

Verifica ala ed armatura trasversale

$h = \frac{T}{0.9 b \tau_{co}}$ per prudenza scegliamo τ_{co} = 4 kg/cm² (0.4 N/mm²)

$T = \sigma_{tmax} * 100 * l = 1.25 * 100 * \frac{260-50}{2}$ = 13125 kg (daN)

$h = \frac{13125}{0.9 \bullet 100 \bullet 4} = \frac{13125}{360}$ = 36.4 cm

assumiamo una altezza utile pari a 40 cm in modo da avere una sezione con altezza H = 45 cm

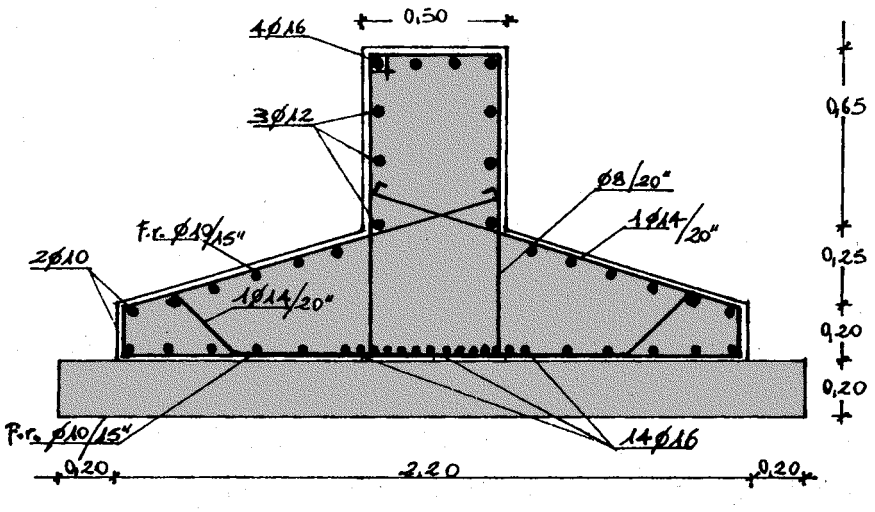
calcolo del momento flettente all'incastro dell'ala con l'anima:

$$M = \frac{13125 \bullet 1.30}{2} = 8531 \text{ kgm (daNm)}$$

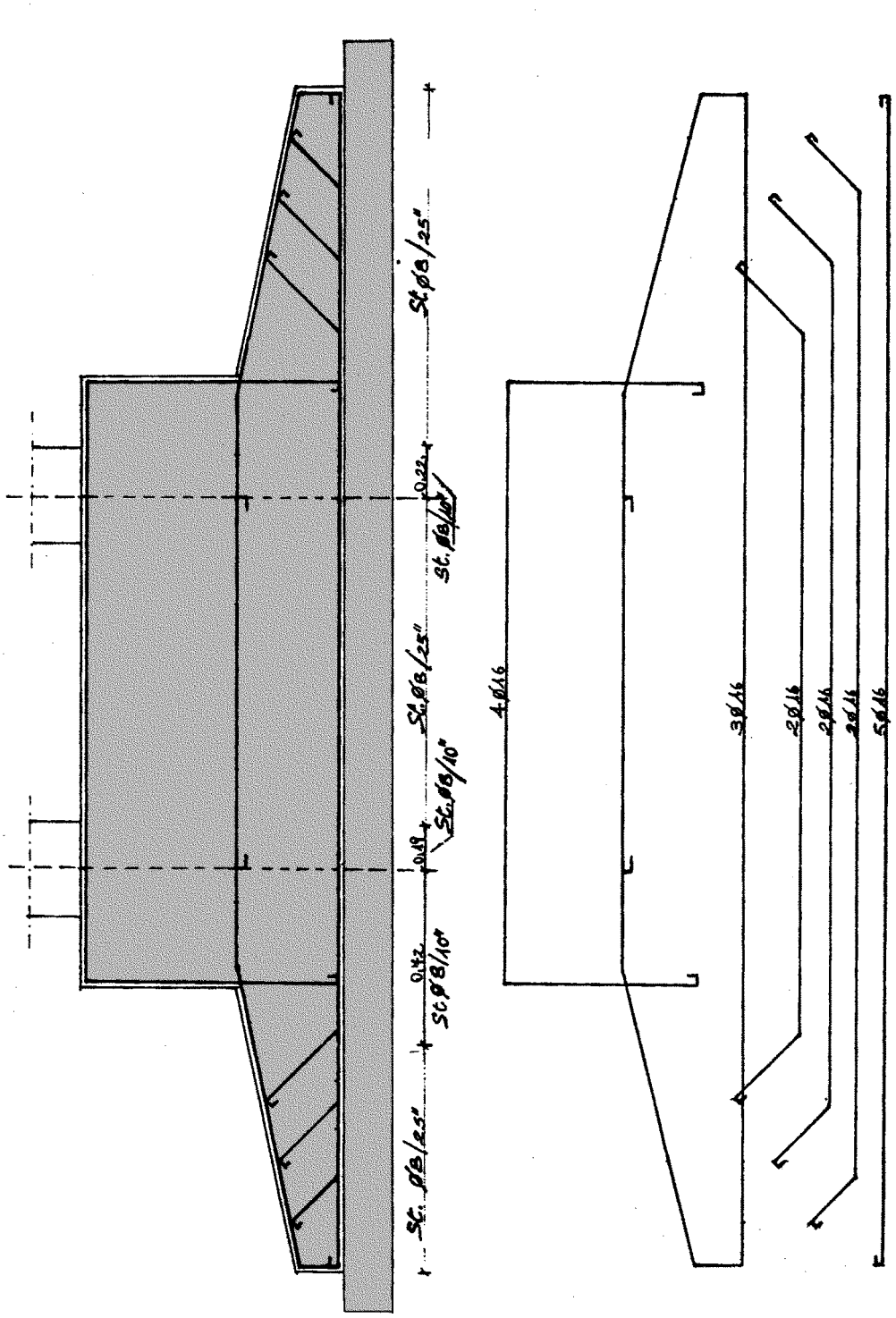
$$r = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{40}{\sqrt{\frac{853100}{100}}} = 0.433 \quad \Rightarrow \quad \sigma c \cong 40 \text{ kg/cm}^2 \ (4 \text{ N/mm}^2)$$

$$A_f = \frac{M}{0.9 h \sigma_f} = \frac{853100}{0.9 \bullet 40 \bullet 1600} = 14.81 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \quad 10 \ \phi \ 14/\text{ml}$$

mettiamo un diritto ed un sagomato alternativamente ogni 10 cm nella zona compresa tra i due pilastri, mentre negli sbalzi inseriamo solo ferri diritti ogni 10 cm.



Note:


St ø8/25"
St ø8/25"
St ø8/10"
St ø8/10"
St. ø8/25"
4 ø16
3 ø16
2 ø16
2 ø16
2 ø16
5 ø16

COEFFICIENTI α (r) e β (t)

PER SEZIONI RETTANGOLARI INFLESSE IN C.A.

n = 15		$\lambda = h'/h = 0{,}07$						$\sigma_s = 1600$ daN/cm^2			
σ_c	γ	$\mu = 0{,}20$		$\mu = 0{,}40$		$\mu = 0{,}60$		$\mu = 0{,}80$		$\mu = 1{,}00$	
		$\alpha(r)$	$\beta(t)$	$\alpha(r)$	$\beta(t)$	$\alpha(r)$	$\beta(t)$	$\alpha(r)$	$\beta(t)$	$\alpha(r)$	$\beta(t)$
30	0.220	0.572	0,00118	0.550	0,00123	0.538	0,00125	0.527	0,00128	0,51 5	0,00131
35	0.247	0.502	0,00136	0.478	0,00142	0.465	0,00146	0.452	0,0015	0.438	0,00155
40	0.273	0.449	0,00153	0.423	0,00162	0.409	0,00167	0.395	0,00173	0.380	0,00180
45	0.297	0.408	0,0017	0.380	0,00182	0.365	0,00189	0.350	0,00197	0.334	0,00206
50	0.319	0.375	0,00187	0.345	0,00202	0.329	0,0021	0.313	0,00221	0.296	0,00233
55	0.340	0.347	0,00203	0.316	0,00221	0.300	0,00232	0.282	0,00246	0.264	0,00262
60	0.360	0.324	0,00219	0.292	0,00241	0.275	0,00255	0.256	0,00271	0.237	0,00292
64	0.375	0.309	0,00231	0.275	0,00256	0.257	0,00273	0.238	0,00293	0.218	0,00319
66	0.382	0.301	0,00238	0.267	0,00264	0.249	0,00282	0.230	0,00304	0.209	0,00332
68	0.389	0.295	0,00244	0.260	0,00272	0.241	0,00291	0.222	0,00315	0.200	0,00347
70	0.396	0.288	0,0025	0.253	0,0028	0.234	0,003	0.214	0,00327	0.192	0,00362
72	0.403	0.282	0,00256	0.247	0,00288	0.227	0,0031	0.207	0,00338	0.184	0,00377
74	0,410	0.276	0,00262	0.240	0,00296	0.221	0,00319	0.200	0,0035	0.176	0,00393
76	0.416	0.271	0,00268	0.234	0,00304	0.215	0,00329	0.193	0,00362	0.169	0,00410
77	0.419	0.268	0,00271	0.232	0,00308	0.211	0,00334	0.190	0,00369	0.165	0,00419
78	0.422	0.266	0,00274	0.229	0,00312	0.209	0,00339	0.186	0,00375	0.162	0,00428
79	0.425	0.263	0,00277	0.226	0,00316	0.206	0,00344	0.183	0,00381	0.159	0,00437
80	0.429	0.261	0,0028	0.223	0,00032	0.203	0,00348	0.180	0,00388	0.155	0,00446
81	0.432	0.258	0,00282	0.221	0,00324	0.200	0,00353	0.177	0,00394	0.152	0,00456
82	0.435	0.256	0,00285	0.218	0,00328	0.197	0,00358	0.174	0,00401	0.149	0,00466
83	0.438	0.254	0,00288	0.216	0,00332	0.195	0,00363	0.171	0,00408	0.145	0,00476
84	0.441	0.252	0,00291	0.213	0,00336	0.192	0,00368	0.169	0,00415	0.142	0,00487
85	0.443	0.250	0,00294	0.211	0,0034	0.189	0,00374	0.166	0,00422	0.139	0,00498
86	0.446	0.247	0,00297	0.208	0,00344	0.187	0,00379	0.163	0,00429	0.136	0,00509
87	0.449	0.245	0,003	0.206	0,00348	0.184	0,00384	0.160	0,00436	0.133	0,00520
88	0.452	0.243	0,00302	0.204	0,00352	0.182	0,00389	0.158	0,00443	0.130	0,00532
89	0.455	0.241	0,00305	0.202	0,00356	0.180	0,00394	0.155	0,00451	0.127	0,00545
90	0.458	0.239	0,00308	0.200	0,0036	0.177	0,00399	0.152	0,00458	0.124	0,00558
91	0.460	0.237	0,00311	0.197	0,00364	0.175	0,00405	0.150	0,00466	0.121	0,00571
92	0.463	0.236	0,00314	0.195	0,00368	0.173	0,0041	0.147	0,00474	0.118	0,00585
93	0.466	0.234	0,00316	0.193	0,00372	0.170	0,00415	0.145	0,00482	0.115	0,00600
94	0.468	0.232	0,00319	0.191	0,00376	0.168	0,00421	0.142	0,0049	0.112	0,00615
95	0.471	0.230	0,00322	0.189	0,0038	0.166	0,00426	0.140	0,00498	0.109	0,00631
96	0.474	0.229	0,00325	0.187	0,00384	0.164	0,00432	0.138	0,00506	0.106	0,00647
97	0.476	0.227	0,00328	0.185	0,00388	0.162	0,00437	0.135	0,00515	0.103	0,00665
98	0.479	0.225	0,0033	0.184	0,00392	0.160	0,00443	0.133	0,00524	0.100	0,00683
100	0.484	0.222	0,00336	0.180	0,004	0.156	0,00454	0.129	0,00542	0.095	0,00723
105	0.496	0,21 4	0,00349	O, 171	0,00421	0.146	0,00484	0.118	0,00591	0.081	0,00848
110	0.508	0.208	0,00362	0.163	0,00442	0.138	0,00514	0.107	0,00647	0.066	0,01034
115	0.519	0.201	0,00375	0.156	0,00463	0.129	0,00547	0.097	0,00713	0.049	0,01369
120	0.529	0.196	0,00388	0.149	0,00485	0.121	0,00581	0.087	0,00791	0,028	0,02373
125	0,540	0,190	0,00401	0,142	0,00507	0,114	0,00618	0,077	0,00887		

n = 15		$\lambda = h'/h = 0{,}14$						$\sigma_s = 1600$ daN/cm^2			
σ_e	γ	$\mu = 0{,}20$		$\mu = 0{,}40$		$\mu = 0{,}60$		$\mu = 0{,}80$		$\mu = 1{,}00$	
		$\alpha(r)$	$\beta(t)$	$\alpha(r)$	$\beta(t)$	$\alpha(r)$	$\beta(t)$	$\alpha(r)$	$\beta(t)$	$\alpha(r)$	$\beta(t)$
30	0,220	0,567	0,00119	0,561	0,0012	0,556	0,00122	0,550	0,00123	0,544	0,00125
35	0,247	0,495	0,00138	0,488	0,0014	0,481	0,00142	0,474	0,00145	0,467	0,00147
40	0,273	0,441	0,00156	0,433	0,00159	0,425	0,00163	0,417	0,00166	0,408	0,0017
45	0,297	0,399	0,00174	0,390	0,00179	0,381	0,00183	0,371	0,00188	0,361	0,00194
50	0,319	0,365	0,00192	0,355	0,00198	0,345	0,00204	0,334	0,00211	0,323	0,00219
55	0,340	0,337	0,0021	0,326	0,00217	0,315	0,00225	0,303	0,00234	0,291	0,00244
60	0,360	0,313	0,00227	0,302	0,00236	0,290	0,00246	0,277	0,00258	0,264	0,00271
64	0,375	0,297	0,00241	0,285	0,00251	0,272	0,00264	0,259	0,00278	0,245	0,00294
66	0,382	0,290	0,00248	0,277	0,00259	0,264	0,00272	0,250	0,00287	0,236	0,00306
68	0,389	0,282	0,00254	0,270	0,00267	0,256	0,00281	0,242	0,00298	0,227	0,00318
70	0,396	0,276	0,00261	0,263	0,00274	0,249	0,0029	0,235	0,00308	0,219	0,0033
72	0,403	0,270	0,00268	0,256	0,00282	0,242	0,00299	0,227	0,00318	0,211	0,00343
74	0,410	0,264	0,00275	0,250	0,0029	0,236	0,00307	0,220	0,00329	0,204	0,00356
76	0,416	0,258	0,00281	0,244	0,00297	0,229	0,00316	0,214	0,00340	0,197	0,00369
77	0,419	0,255	0,00285	0,241	0,00301	0,226	0,00321	0,211	0,00345	0,193	0,00376
78	0,422	0,252	0,00288	0,238	0,00305	0,223	0,00325	0,207	0,00351	0,190	0,00383
79	0,425	0,250	0,00291	0,236	0,00309	0,221	0,0033	0,204	0,00356	0,187	0,0039
80	0,429	0,247	0,00295	0,233	0,00313	0,218	0,00335	0,201	0,00362	0,183	0,00397
81	0,432	0,245	0,00298	0,230	0,00317	0,215	0,00339	0,198	0,00367	0,180	0,00404
82	0,435	0,242	0,00301	0,228	0,0032	0,212	0,00344	0,195	0,00373	0,177	0,00412
83	0,438	0,240	0,00305	0,225	0,00324	0,210	0,00348	0,193	0,00379	0,174	0,00419
84	0,441	0,238	0,00308	0,223	0,00328	0,207	0,00353	0,190	0,00385	0,171	0,00427
85	0,443	0,235	0,00311	0,220	0,00332	0,204	0,00358	0,187	0,00391	0,168	0,00435
86	0,446	0,233	0,00315	0,218	0,00336	0,202	0,00363	0,184	0,00397	0,165	0,00443
87	0,449	0,231	0,00318	0,216	0,0034	0,199	0,00367	0,182	0,00403	0,162	0,00451
88	0,452	0,229	0,00321	0,213	0,00344	0,197	0,00372	0,179	0,00409	0,159	0,00459
89	0,455	0,227	0,00324	0,211	0,00348	0,195	0,00377	0,176	0,00415	0,156	0,00468
90	0,458	0,225	0,00328	0,209	0,00351	0,192	0,00382	0,174	0,00421	0,153	0,00477
91	0,460	0,223	0,00331	0,207	0,00355	0,190	0,00386	0,171	0,00427	0,151	0,00485
92	0,463	0,221	0,00334	0,205	0,00359	0,188	0,00391	0,169	0,00434	0,148	0,00495
93	0,466	0,219	0,00337	0,203	0,00363	0,186	0,00396	0,167	0,00440	0,145	0,00504
94	0,468	0,217	0,00341	0,201	0,00367	0,183	0,00401	0,164	0,00447	0,143	0,00513
95	0,471	0,215	0,00344	0,199	0,00371	0,181	0,00406	0,162	0,00453	0,140	0,00523
96	0,474	0,213	0,00347	0,197	0,00375	0,179	0,00411	0,160	0,00460	0,137	0,00533
97	0,476	0,211	0,0035	0,195	0,00379	0,177	0,00416	0,157	0,00467	0,135	0,00544
98	0,479	0,210	0,00354	0,193	0,00383	0,175	0,00421	0,155	0,00474	0,132	0,00554
100	0,484	0,206	0,0036	0,189	0,00391	0,171	0,00431	0,151	0,00488	0,127	0,00576
105	0,496	0,198	0,00376	0,181	0,0041	0,162	0,00457	0,140	0,00525	0,115	0,00638
110	0,508	0,191	0,00392	0,173	0,0043	0,153	0,00484	0,130	0,00565	0,103	0,00711
115	0,519	0,184	0,00408	0,166	0,00451	0,145	0,00512	0,121	0,00609	0,091	0,00801
120	0,529	0,178	0,00423	0,159	0,00471	0,137	0,00541	0,112	0,00658	0,080	0,00918
125	0,540	0,172	0,00439	0,152	0,00492	0,130	0,00572	0,103	0,00713	0,068	0,0108

n = 15		$\lambda = h'/h = 0{,}07$						$\sigma_s = 1900$ daN/cm^2			
σ_c	γ	$\mu = 0{,}20$		$\mu = 0{,}40$		$\mu = 0{,}60$		$\mu = 0{,}80$		$\mu = 1{,}00$	
		$\alpha(r)$	$\beta(t)$	$\alpha(r)$	$\beta(t)$	$\alpha(r)$	$\beta(t)$	$\alpha(r)$	$\beta(t)$	$\alpha(r)$	$\beta(t)$
30	0,191	0,610	0,00092	0,591	0,00095	0,582	0,00097	0,572	0,00098	0,562	0,001
35	0,216	0,533	0,00106	0,513	0,00111	0,502	0,00113	0,492	0,00115	0,481	0,00118
40	0,240	0,476	0,0012	0,454	0,00126	0,442	0,00129	0,431	0,00133	0,419	0,00136
45	0,262	0,431	0,00134	0,408	0,00141	0,395	0,00145	0,383	0,00150	0,370	0,00155
50	0,283	0,395	0,00147	0,370	0,00156	0,357	0,00162	0,344	0,00168	0,330	0,00175
55	0,303	0,366	0,0016	0,339	0,00172	0,326	0,00178	0,311	0,00186	0,297	0,00195
60	0,321	0,341	0,00173	0,314	0,00187	0,299	0,00195	0,284	0,00205	0,268	0,00216
64	0,336	0,324	0,00183	0,296	0,00199	0,281	0,00209	0,265	0,00220	0,248	0,00234
66	0,343	0,316	0,00188	0,287	0,00205	0,272	0,00216	0,256	0,00228	0,239	0,00243
68	0,349	0,309	0,00193	0,280	0,00211	0,264	0,00222	0,248	0,00236	0,231	0,00253
70	0,356	0,302	0,00198	0,272	0,00217	0,257	0,00229	0,240	0,00244	0,222	0,00262
72	0,362	0,295	0,00203	0,265	0,00223	0,249	0,00236	0,232	0,00252	0,214	0,00272
74	0,369	0,289	0,00208	0,259	0,00229	0,243	0,00243	0,225	0,00260	0,207	0,00282
76	0,375	0,283	0,00212	0,253	0,00235	0,236	0,0025	0,218	0,00269	0,200	0,00292
77	0,378	0,280	0,00215	0,249	0,00238	0,233	0,00254	0,215	0,00273	0,196	0,00298
78	0,381	0,278	0,00217	0,247	0,00241	0,230	0,00257	0,212	0,00277	0,193	0,00303
79	0,384	0,275	0,0022	0,244	0,00244	0,227	0,00261	0,209	0,00282	0,189	0,00308
80	0,387	0,272	0,00222	0,241	0,00247	0,224	0,00264	0,206	0,00286	0,186	0,00314
81	0,390	0,270	0,00224	0,238	0,00251	0,221	0,00268	0,203	0,00290	0,183	0,0032
82	0,393	0,267	0,00227	0,235	0,00254	0,218	0,00272	0,200	0,00295	0,179	0,00325
83	0,396	0,265	0,00229	0,233	0,00257	0,215	0,00275	0,197	0,00299	0,176	0,00331
84	0,399	0,262	0,00231	0,230	0,0026	0,213	0,00279	0,194	0,00304	0,173	0,00337
85	0,402	0,260	0,00234	0,228	0,00263	0,210	0,00283	0,191	0,00308	0,170	0,00343
86	0,404	0,258	0,00236	0,225	0,00266	0,207	0,00286	0,188	0,00313	0,167	0,00349
87	0,407	0,256	0,00238	0,223	0,00269	0,205	0,0029	0,186	0,00317	0,164	0,00355
88	0,410	0,253	0,00241	0,220	0,00272	0,202	0,00294	0,183	0,00322	0,161	0,00362
89	0,413	0,251	0,00243	0,218	0,00275	0,200	0,00297	0,180	0,00327	0,159	0,00368
90	0,415	0,249	0,00245	0,216	0,00278	0,197	0,00301	0,178	0,00331	0,156	0,00375
91	0,418	0,247	0,00247	0,214	0,00281	0,195	0,00305	0,175	0,00336	0,153	0,00381
92	0,421	0,245	0,0025	0,211	0,00284	0,193	0,00308	0,173	0,00341	0,150	0,00388
93	0,423	0,243	0,00252	0,209	0,00287	0,191	0,00312	0,170	0,00346	0,148	0,00395
94	0,426	0,241	0,00254	0,207	0,0029	0,188	0,00316	0,168	0,00351	0,145	0,00402
95	0,429	0,239	0,00256	0,205	0,00293	0,186	0,0032	0,165	0,00356	0,142	0,00409
96	0,431	0,238	0,00259	0,203	0,00296	0,184	0,00324	0,163	0,00361	0,140	0,00417
97	0,434	0,236	0,00261	0,201	0,00299	0,182	0,00327	0,161	0,00366	0,137	0,00425
98	0,436	0,234	0,00263	0,199	0,00302	0,180	0,00331	0,159	0,00371	0,135	0,00432
100	0,441	0,231	0,00268	0,195	0,00309	0,176	0,00339	0,154	0,00382	0,130	0,00449
105	0,453	0,222	0,00279	0,186	0,00324	0,166	0,00359	0,144	0,00410	0,118	0,00493
110	0,465	0,215	0,00289	0,178	0,0034	0,157	0,00379	0,134	0,00439	0,106	0,00545
115	0,476	0,208	0,003	0,170	0,00356	0,149	0,00401	0,125	0,00471	0,095	0,00608
120	0,486	0,202	0,00311	0,163	0,00371	0,141	0,00422	0,116	0,00506	0,084	0,00685
125	0,497	0,196	0,00321	0,157	0,00387	0,134	0,00445	0,107	0,00545	0,073	0,00786

n = 15		λ = h'/h = 0,14						σ$_s$ = 1900 daN/cm^2			
σ$_c$	γ	μ = 0,20		μ = 0,40		μ = 0,60		μ = 0,80		μ = 1,00	
		α (r)	β (t)	α (r)	β (t)	α (r)	β (t)	α (r)	β (t)	α (r)	β (t)
30	0,191	0,606	0,00093	0,603	0,00093	0,599	0,00094	0,595	0,00095	0,592	0,00096
35	0,216	0,529	0,00107	0,524	0,00109	0,519	0,0011	0,514	0,00111	0,508	0,00112
40	0,240	0,470	0,00122	0,464	0,00124	0,458	0,00126	0,452	0,00128	0,445	0,00130
45	0,262	0,424	0,00136	0,417	0,00139	0,410	0,00141	0,403	0,00144	0,396	0,00147
50	0,283	0,387	0,00150	0,380	0,00154	0,372	0,00157	0,364	0,00161	0,355	0,00165
55	0,303	0,357	0,00164	0,349	0,00169	0,340	0,00173	0,331	0,00178	0,322	0,00184
60	0,321	0,332	0,00178	0,323	0,00183	0,313	0,00189	0,303	0,00196	0,293	0,00203
64	0,336	0,314	0,00189	0,305	0,00195	0,295	0,00202	0,284	0,00210	0,273	0,00219
66	0,343	0,306	0,00194	0,296	0,00201	0,286	0,00209	0,275	0,00217	0,264	0,00227
68	0,349	0,299	0,00200	0,289	0,00207	0,278	0,00215	0,267	0,00225	0,255	0,00235
70	0,356	0,292	0,00205	0,281	0,00213	0,270	0,00222	0,259	0,00232	0,247	0,00244
72	0,362	0,285	0,00210	0,274	0,00219	0,263	0,00229	0,251	0,00240	0,239	0,00252
74	0,369	0,279	0,00216	0,268	0,00225	0,256	0,00235	0,244	0,00247	0,232	0,00261
76	0,375	0,273	0,00221	0,261	0,00231	0,250	0,00242	0,237	0,00255	0,224	0,00270
77	0,378	0,270	0,00224	0,258	0,00234	0,247	0,00245	0,234	0,00259	0,221	0,00274
78	0,381	0,267	0,00226	0,255	0,00237	0,243	0,00249	0,231	0,00262	0,218	0,00279
79	0,384	0,264	0,00229	0,252	0,00240	0,240	0,00252	0,228	0,00266	0,214	0,00283
80	0,387	0,261	0,00232	0,250	0,00243	0,237	0,00255	0,225	0,00270	0,211	0,00288
81	0,390	0,259	0,00234	0,247	0,00246	0,235	0,00259	0,222	0,00274	0,208	0,00293
82	0,393	0,256	0,00237	0,244	0,00248	0,232	0,00262	0,219	0,00278	0,205	0,00297
83	0,396	0,253	0,00239	0,242	0,00251	0,229	0,00265	0,216	0,00282	0,201	0,00302
84	0,399	0,251	0,00242	0,239	0,00254	0,226	0,00269	0,213	0,00286	0,198	0,00307
85	0,402	0,249	0,00245	0,236	0,00257	0,224	0,00272	0,210	0,00290	0,195	0,00312
86	0,404	0,246	0,00247	0,234	0,00260	0,221	0,00276	0,207	0,00294	0,193	0,00317
87	0,407	0,244	0,00250	0,232	0,00263	0,218	0,00279	0,205	0,00298	0,190	0,00322
88	0,410	0,242	0,00252	0,229	0,00266	0,216	0,00283	0,202	0,00302	0,187	0,00327
89	0,413	0,239	0,00255	0,227	0,00269	0,214	0,00286	0,199	0,00306	0,184	0,00332
90	0,415	0,237	0,00258	0,225	0,00272	0,211	0,0029	0,197	0,00311	0,181	0,00337
91	0,418	0,235	0,00260	0,222	0,00275	0,209	0,00293	0,194	0,00315	0,179	0,00342
92	0,421	0,233	0,00263	0,220	0,00278	0,206	0,00297	0,192	0,00319	0,176	0,00348
93	0,423	0,231	0,00265	0,218	0,00281	0,204	0,003	0,189	0,00323	0,173	0,00353
94	0,426	0,229	0,00268	0,216	0,00284	0,202	0,00304	0,187	0,00328	0,171	0,00359
95	0,429	0,227	0,00270	0,214	0,00287	0,200	0,00307	0,185	0,00332	0,168	0,00364
96	0,431	0,225	0,00273	0,212	0,00290	0,198	0,00311	0,182	0,00336	0,166	0,00370
97	0,434	0,223	0,00276	0,210	0,00293	0,196	0,00314	0,180	0,00341	0,163	0,00376
98	0,436	0,221	0,00278	0,208	0,00296	0,193	0,00318	0,178	0,00345	0,161	0,00381
100	0,441	0,218	0,00283	0,204	0,00302	0,189	0,00325	0,174	0,00354	0,156	0,00393
105	0,453	0,209	0,00296	0,195	0,00317	0,180	0,00343	0,163	0,00377	0,145	0,00425
110	0,465	0,201	0,00308	0,187	0,00332	0,171	0,00362	0,154	0,00402	0,134	0,00459
115	0,476	0,194	0,00321	0,179	0,00347	0,163	0,00381	0,145	0,00428	0,124	0,00497
120	0,486	0,188	0,00333	0,172	0,00362	0,155	0,00401	0,136	0,00455	0,114	0,00540
125	0,497	0,182	0,00346	0,166	0,00378	0,148	0,00421	0,128	0,00484	0,105	0,00588

n = 15		λ = h'/h = 0,07						σ_s = 2200 daN/cm^2			
σ_c	γ	μ = 0,20		μ = 0,40		μ = 0,60		μ = 0,80		μ = 1,00	
		α (r)	β (t)	α (r)	β (t)	α (r)	β (t)	α (r)	β (t)	α (r)	β (t)
30	0,170	0,645	0,00075	0,630	0,00077	0,622	0,00078	0,614	0,00079	0,606	0,00080
35	0,193	0,563	0,00086	0,546	0,00089	0,537	0,00091	0,528	0,00092	0,519	0,00094
40	0,214	0,501	0,00098	0,482	0,00101	0,473	0,00104	0,463	0,00106	0,453	0,00108
45	0,235	0,453	0,00109	0,433	0,00114	0,423	0,00117	0,412	0,00120	0,401	0,00123
50	0,254	0,415	0,00120	0,393	0,00126	0,382	0,0013	0,371	0,00134	0,359	0,00138
55	0,273	0,383	0,00131	0,361	0,00138	0,349	0,00143	0,337	0,00148	0,324	0,00153
60	0,290	0,357	0,00141	0,333	0,00151	0,321	0,00156	0,308	0,00162	0,295	0,00169
64	0,304	0,338	0,00149	0,314	0,00160	0,301	0,00167	0,288	0,00174	0,274	0,00182
66	0,310	0,330	0,00154	0,305	0,00165	0,292	0,00172	0,279	0,00180	0,265	0,00189
68	0,317	0,322	0,00158	0,297	0,00170	0,284	0,00177	0,270	0,00186	0,256	0,00196
70	0,323	0,315	0,00162	0,289	0,00175	0,276	0,00183	0,262	0,00192	0,247	0,00203
72	0,329	0,308	0,00166	0,282	0,00180	0,268	0,00188	0,254	0,00198	0,239	0,00210
74	0,335	0,301	0,00170	0,275	0,00185	0,261	0,00194	0,247	0,00204	0,231	0,00217
76	0,341	0,295	0,00174	0,268	0,00190	0,254	0,00199	0,240	0,00211	0,224	0,00224
77	0,344	0,292	0,00176	0,265	0,00192	0,251	0,00202	0,236	0,00214	0,220	0,00228
78	0,347	0,289	0,00178	0,262	0,00194	0,248	0,00205	0,233	0,00217	0,217	0,00232
79	0,350	0,286	0,00180	0,259	0,00197	0,245	0,00207	0,230	0,00220	0,213	0,00236
80	0,353	0,283	0,00182	0,256	0,00199	0,242	0,0021	0,226	0,00223	0,210	0,00240
81	0,356	0,281	0,00184	0,253	0,00202	0,239	0,00213	0,223	0,00227	0,207	0,00243
82	0,359	0,278	0,00186	0,250	0,00204	0,236	0,00216	0,220	0,00230	0,204	0,00247
83	0,361	0,275	0,00188	0,248	0,00207	0,233	0,00219	0,217	0,00233	0,200	0,00251
84	0,364	0,273	0,00190	0,245	0,00209	0,230	0,00221	0,214	0,00236	0,197	0,00255
85	0,367	0,270	0,00192	0,242	0,00211	0,227	0,00224	0,211	0,00240	0,194	0,00259
86	0,370	0,268	0,00194	0,240	0,00214	0,225	0,00227	0,208	0,00243	0,191	0,00263
87	0,372	0,266	0,00195	0,237	0,00216	0,222	0,0023	0,206	0,00246	0,188	0,00268
88	0,375	0,263	0,00197	0,235	0,00219	0,219	0,00233	0,203	0,00250	0,185	0,00272
89	0,378	0,261	0,00199	0,232	0,00221	0,001	0,00235	0,200	0,00253	0,183	0,00276
90	0,380	0,259	0,00201	0,230	0,00224	0,214	0,00238	0,198	0,00257	0,180	0,00280
91	0,383	0,257	0,00203	0,228	0,00226	0,212	0,00241	0,195	0,00260	0,177	0,00285
92	0,385	0,254	0,00205	0,225	0,00228	0,209	0,00244	0,193	0,00263	0,174	0,00289
93	0,388	0,252	0,00207	0,223	0,00231	0,207	0,00247	0,190	0,00267	0,172	0,00293
94	0,391	0,250	0,00209	0,221	0,00233	0,205	0,0025	0,188	0,00270	0,169	0,00298
95	0,393	0,248	0,00211	0,219	0,00236	0,203	0,00253	0,185	0,00274	0,167	0,00303
96	0,396	0,246	0,00213	0,216	0,00238	0,200	0,00255	0,183	0,00278	0,164	0,00307
97	0,398	0,244	0,00214	0,214	0,00241	0,198	0,00258	0,181	0,00281	0,162	0,00312
98	0,401	0,242	0,00216	0,212	0,00243	0,196	0,00261	0,178	0,00285	0,159	0,00317
100	0,405	0,239	0,00220	0,208	0,00248	0,192	0,00267	0,174	0,00292	0,154	0,00326
105	0,417	0,230	0,00229	0,199	0,00260	0,182	0,00282	0,163	0,00311	0,143	0,00352
110	0,429	0,222	0,00238	0,191	0,00273	0,173	0,00297	0,154	0,00331	0,132	0,00381
115	0,439	0,215	0,00247	0,183	0,00285	0,165	0,00313	0,145	0,00352	0,122	0,00412
120	0,450	0,209	0,00256	0,175	0,00297	0,157	0,00328	0,136	0,00373	0,112	0,00447
125	0,460	0,203	0,00265	0,169	0,00310	0,149	0,00345	0,128	0,00397	0,103	0,00486

n = 15		λ = h'/h = 0,14						σ_s = 2200 daN/cm^2			
σ_c	γ	μ = 0,20		μ = 0,40		μ = 0,60		μ = 0,80		μ = 1,00	
		α (r)	β (t)	α (r)	β (t)	α (r)	β (t)	α (r)	β (t)	α (r)	β (t)
30	0,170	0,643	0,00075	0,641	0,00075	0,639	0,00076	0,637	0,00076	0,634	0,00076
35	0,193	0,560	0,00087	0,556	0,00088	0,553	0,00088	0,549	0,00089	0,546	0,00089
40	0,214	0,497	0,00099	0,492	0,00100	0,488	0,00101	0,483	0,00102	0,479	0,00103
45	0,235	0,448	0,00110	0,443	0,00112	0,437	0,00113	0,432	0,00115	0,426	0,00117
50	0,254	0,409	0,00122	0,402	0,00124	0,396	0,00126	0,390	0,00128	0,383	0,00131
55	0,273	0,376	0,00133	0,369	0,00136	0,362	0,00139	0,355	0,00142	0,348	0,00145
60	0,290	0,349	0,00144	0,342	0,00148	0,334	0,00152	0,326	0,00156	0,318	0,00160
64	0,304	0,331	0,00153	0,323	0,00157	0,314	0,00162	0,306	0,00167	0,297	0,00172
66	0,310	0,322	0,00158	0,314	0,00162	0,306	0,00167	0,297	0,00172	0,288	0,00178
68	0,317	0,314	0,00162	0,306	0,00167	0,297	0,00172	0,288	0,00178	0,279	0,00184
70	0,323	0,306	0,00167	0,298	0,00172	0,289	0,00177	0,280	0,00184	0,270	0,00190
72	0,329	0,299	0,00171	0,291	0,00176	0,182	0,00183	0,272	0,00189	0,262	0,00197
74	0,335	0,293	0,00175	0,283	0,00181	0,274	0,00188	0,264	0,00195	0,254	0,00203
76	0,341	0,286	0,00180	0,277	0,00186	0,267	0,00193	0,257	0,00201	0,247	0,00210
77	0,344	0,283	0,00182	0,274	0,00188	0,264	0,00196	0,254	0,00204	0,243	0,00213
78	0,347	0,280	0,00184	0,271	0,00191	0,261	0,00198	0,251	0,00207	0,240	0,00216
79	0,350	0,277	0,00186	0,267	0,00193	0,258	0,00201	0,247	0,00210	0,236	0,00220
80	0,353	0,274	0,00188	0,264	0,00195	0,254	0,00203	0,244	0,00213	0,233	0,00223
81	0,356	0,271	0,00190	0,262	0,00198	0,251	0,00206	0,241	0,00216	0,230	0,00226
82	0,359	0,269	0,00193	0,259	0,00200	0,248	0,00209	0,238	0,00218	0,227	0,00230
83	0,361	0,266	0,00195	0,256	0,00203	0,246	0,00211	0,235	0,00221	0,223	0,00233
84	0,364	0,263	0,00197	0,253	0,00205	0,243	0,00214	0,232	0,00224	0,220	0,00237
85	0,367	0,261	0,00199	0,251	0,00207	0,240	0,00217	0,229	0,00228	0,217	0,00240
86	0,370	0,258	0,00201	0,248	0,00210	0,237	0,00219	0,226	0,00231	0,214	0,00244
87	0,372	0,256	0,00203	0,245	0,00212	0,235	0,00222	0,223	0,00234	0,211	0,00247
88	0,375	0,253	0,00205	0,243	0,00214	0,232	0,00225	0,221	0,00237	0,209	0,00251
89	0,378	0,251	0,00208	0,240	0,00217	0,230	0,00227	0,218	0,00240	0,206	0,00254
90	0,380	0,249	0,00210	0,238	0,00219	0,227	0,0023	0,215	0,00243	0,203	0,00258
91	0,383	0,246	0,00212	0,236	0,00222	0,225	0,00233	0,213	0,00246	0,200	0,00262
92	0,385	0,244	0,00214	0,233	0,00224	0,222	0,00236	0,210	0,00249	0,198	0,00265
93	0,388	0,242	0,00216	0,231	0,00226	0,220	0,00238	0,208	0,00252	0,195	0,00269
94	0,391	0,240	0,00218	0,229	0,00229	0,218	0,00241	0,205	0,00255	0,192	0,00273
95	0,393	0,238	0,00220	0,227	0,00231	0,215	0,00244	0,203	0,00259	0,190	0,00277
96	0,396	0,236	0,00222	0,225	0,00233	0,213	0,00246	0,201	0,00262	0,187	0,00280
97	0,398	0,234	0,00224	0,223	0,00236	0,211	0,00249	0,198	0,00265	0,185	0,00284
98	0,401	0,232	0,00226	0,221	0,00238	0,209	0,00252	0,196	0,00268	0,183	0,00288
100	0,405	0,228	0,00231	0,217	0,00243	0,205	0,00257	0,192	0,00275	0,178	0,00296
105	0,417	0,219	0,00241	0,207	0,00255	0,195	0,00271	0,181	0,00291	0,167	0,00317
110	0,429	0,211	0,00251	0,199	0,00267	0,186	0,00285	0,172	0,00309	0,156	0,00339
115	0,439	0,203	0,00262	0,191	0,00279	0,177	0,003	0,163	0,00326	0,147	0,00362
120	0,450	0,196	0,00272	0,183	0,00291	0,169	0,00314	0,154	0,00345	0,137	0,00387
125	0,460	0,190	0,00282	0,177	0,00303	0,162	0,00329	0,146	0,00364	0,129	0,00413

n = 15		λ = h'/h = 0,07						σ_s = 2600 daN/cm^2			
σ_c	γ	μ = 0,20		μ = 0,40		μ = 0,60		μ = 0,80		μ = 1,00	
		α (r)	β (t)	α (r)	β (t)	α (r)	β (t)	α (r)	β (t)	α (r)	β (t)
30	0,148	0,689	0,00059	0,677	0,00060	0,671	0,0006	0,664	0,00061	0,658	0,00062
35	0,168	0,600	0,00068	0,586	0,00070	0,579	0,0007	0,572	0,00071	0,564	0,00072
40	0,188	0,533	0,00077	0,518	0,00079	0,510	0,00081	0,502	0,00082	0,494	0,00083
45	0,206	0,481	0,00086	0,464	0,00089	0,456	0,00091	0,447	0,00092	0,438	0,00094
50	0,224	0,439	0,00095	0,422	0,00099	0,412	0,00101	0,403	0,00103	0,393	0,00106
55	0,241	0,405	0,00103	0,386	0,00108	0,377	0,00111	0,366	0,00114	0,356	0,00117
60	0,257	0,377	0,00122	0,357	0,00118	0,346	0,00121	0,336	0,00125	0,325	0,00129
64	0,270	0,357	0,00118	0,336	0,00125	0,326	0,00129	0,315	0,00134	0,303	0,00139
66	0,276	0,348	0,00122	0,327	0,00129	0,316	0,00133	0,305	0,00138	0,293	0,00143
68	0,282	0,339	0,00125	0,318	0,00133	0,307	0,00138	0,296	0,00143	0,284	0,00148
70	0,288	0,331	0,00128	0,310	0,00137	0,299	0,00142	0,287	0,00147	0,275	0,00153
72	0,293	0,324	0,00132	0,302	0,00141	0,291	0,00146	0,279	0,00152	0,267	0,00158
74	0,299	0,317	0,00135	0,295	0,00144	0,283	0,0015	0,271	0,00156	0,258	0,00164
76	0,305	0,310	0,00138	0,288	0,00148	0,276	0,00154	0,264	0,00161	0,251	0,00169
77	0,308	0,307	0,00140	0,284	0,00150	0,272	0,00156	0,260	0,00163	0,247	0,00171
78	0,310	0,304	0,00141	0,281	0,00152	0,269	0,00158	0,256	0,00166	0,243	0,00174
79	0,313	0,300	0,00143	0,278	0,00154	0,266	0,0016	0,253	0,00168	0,240	0,00177
80	0,316	0,297	0,00145	0,274	0,00156	0,262	0,00162	0,250	0,00170	0,236	0,00179
81	0,318	0,295	0,00146	0,271	0,00158	0,259	0,00165	0,246	0,00173	0,233	0,00182
82	0,321	0,292	0,00148	0,268	0,00160	0,256	0,00167	0,243	0,00175	0,230	0,00185
83	0,324	0,289	0,00149	0,265	0,00161	0,253	0,00169	0,240	0,00177	0,226	0,00187
84	0,326	0,286	0,00151	0,263	0,00163	0,250	0,00171	0,237	0,00180	0,223	0,00190
85	0,329	0,283	0,00152	0,260	0,00165	0,247	0,00173	0,234	0,00182	0,220	0,00193
86	0,332	0,281	0,00154	0,257	0,00167	0,244	0,00175	0,231	0,00185	0,217	0,00196
87	0,334	0,278	0,00156	0,254	0,00169	0,242	0,00177	0,228	0,00187	0,214	0,00198
88	0,337	0,276	0,00157	0,252	0,00171	0,239	0,00179	0,225	0,00189	0,211	0,00201
89	0,339	0,273	0,00159	0,249	0,00173	0,236	0,00181	0,223	0,00192	0,208	0,00204
90	0,342	0,271	0,00160	0,247	0,00175	0,234	0,00184	0,220	0,00194	0,205	0,00207
91	0,344	0,269	0,00162	0,244	0,00177	0,231	0,00186	0,217	0,00197	0,203	0,00210
92	0,347	0,266	0,00163	0,242	0,00178	0,228	0,00188	0,215	0,00199	0,200	0,00213
93	0,349	0,264	0,00165	0,239	0,00180	0,226	0,0019	0,212	0,00202	0,197	0,00216
94	0,352	0,262	0,00166	0,237	0,00182	0,224	0,00192	0,210	0,00204	0,195	0,00219
95	0,354	0,260	0,00168	0,235	0,00184	0,221	0,00194	0,207	0,00207	0,192	0,00222
96	0,356	0,258	0,00169	0,232	0,00186	0,219	0,00197	0,205	0,00209	0,190	0,00225
97	0,359	0,255	0,00171	0,230	0,00188	0,217	0,00199	0,202	0,00212	0,187	0,00228
98	0,361	0,253	0,00173	0,228	0,00190	0,214	0,00201	0,200	0,00214	0,185	0,00231
100	0,366	0,250	0,00176	0,224	0,00194	0,210	0,00205	0,195	0,00219	0,180	0,00237
105	0,377	0,240	0,00183	0,214	0,00203	0,200	0,00216	0,185	0,00232	0,168	0,00253
110	0,388	0,232	0,00190	0,205	0,00213	0,190	0,00227	0,175	0,00246	0,158	0,00270
115	0,399	0,224	0,00198	0,197	0,00222	0,182	0,00239	0,166	0,00260	0,148	0,00288
120	0,409	0,217	0,00205	0,189	0,00232	0,174	0,0025	0,157	0,00274	0,139	0,00307
125	0,419	0,211	0,00212	0,182	0,00241	0,166	0,00262	0,149	0,00289	0,130	0,00328

n = 15		λ = h'/h = 0,14						σ_s = 2600 daN/cm^2			
σ_c	γ	μ = 0,20		μ = 0,40		μ = 0,60		μ = 0,80		μ = 1,00	
		α (r)	β (t)	α (r)	β (t)	α (r)	β (t)	α (r)	β (t)	α (r)	β (t)
30	0,148	0,689	0,00059	0,688	0,00059	0,688	0,00059	0,687	0,00059	0,687	0,00059
35	0,168	0,598	0,00068	0,597	0,00068	0,595	0,00069	0,593	0,00069	0,591	0,00069
40	0,188	0,530	0,00077	0,528	0,00078	0,525	0,00078	0,522	0,00079	0,519	0,00079
45	0,206	0,477	0,00087	0,474	0,00087	0,470	0,00088	0,466	0,00089	0,462	0,00090
50	0,224	0,435	0,00096	0,430	0,00097	0,426	0,00098	0,421	0,00099	0,417	0,00101
55	0,241	0,400	0,00105	0,395	0,00106	0,390	0,00108	0,384	0,00110	0,379	0,00111
60	0,257	0,371	0,00114	0,365	0,00116	0,359	0,00118	0,353	0,00120	0,347	0,00122
64	0,270	0,351	0,00121	0,345	0,00123	0,338	0,00126	0,332	0,00128	0,325	0,00131
66	0,276	0,342	0,00124	0,335	0,00127	0,329	0,0013	0,322	0,00133	0,315	0,00136
68	0,282	0,333	0,00128	0,326	0,00131	0,320	0,00134	0,313	0,00137	0,306	0,00140
70	0,288	0,325	0,00131	0,318	0,00134	0,311	0,00138	0,304	0,00141	0,297	0,00145
72	0,293	0,317	0,00135	0,310	0,00138	0,303	0,00142	0,296	0,00145	0,288	0,00150
74	0,299	0,310	0,00138	0,303	0,00142	0,295	0,00146	0,288	0,00150	0,280	0,00154
76	0,305	0,303	0,00142	0,296	0,00145	0,288	0,0015	0,280	0,00154	0,272	0,00159
77	0,308	0,300	0,00143	0,292	0,00147	0,284	0,00152	0,277	0,00156	0,268	0,00161
78	0,310	0,296	0,00145	0,289	0,00149	0,281	0,00154	0,273	0,00158	0,265	0,00164
79	0,313	0,293	0,00147	0,286	0,00151	0,278	0,00156	0,270	0,00161	0,261	0,00166
80	0,316	0,290	0,00149	0,282	0,00153	0,274	0,00158	0,266	0,00163	0,258	0,00168
81	0,318	0,287	0,00150	0,279	0,00155	0,271	0,0016	0,263	0,00165	0,254	0,00171
82	0,321	0,284	0,00152	0,276	0,00157	0,268	0,00162	0,260	0,00167	0,251	0,00173
83	0,324	0,281	0,00154	0,273	0,00158	0,265	0,00164	0,257	0,00169	0,248	0,00176
84	0,326	0,278	0,00155	0,270	0,00160	0,262	0,00166	0,253	0,00172	0,244	0,00178
85	0,329	0,276	0,00157	0,267	0,00162	0,259	0,00168	0,250	0,00174	0,241	0,00181
86	0,332	0,273	0,00159	0,265	0,00164	0,256	0,0017	0,247	0,00176	0,238	0,00183
87	0,334	0,270	0,00160	0,262	0,00166	0,253	0,00172	0,245	0,00178	0,235	0,00186
88	0,337	0,268	0,00162	0,259	0,00168	0,251	0,00174	0,242	0,00181	0,232	0,00188
89	0,339	0,265	0,00164	0,257	0,00170	0,248	0,00176	0,239	0,00183	0,229	0,00191
90	0,342	0,263	0,00166	0,254	0,00171	0,245	0,00178	0,236	0,00185	0,227	0,00193
91	0,344	0,260	0,00167	0,252	0,00173	0,243	0,0018	0,234	0,00187	0,224	0,00196
92	0,347	0,258	0,00169	0,249	0,00175	0,240	0,00182	0,231	0,00190	0,221	0,00198
93	0,349	0,256	0,00171	0,247	0,00177	0,238	0,00184	0,228	0,00192	0,218	0,00201
94	0,352	0,253	0,00172	0,245	0,00179	0,235	0,00186	0,226	0,00194	0,216	0,00204
95	0,354	0,251	0,00174	0,242	0,00181	0,233	0,00188	0,223	0,00197	0,213	0,00206
96	0,356	0,249	0,00176	0,240	0,00182	0,231	0,0019	0,221	0,00199	0,211	0,00209
97	0,359	0,247	0,00177	0,238	0,00184	0,228	0,00192	0,219	0,00201	0,208	0,00212
98	0,361	0,245	0,00179	0,236	0,00186	0,226	0,00194	0,216	0,00204	0,206	0,00214
100	0,366	0,241	0,00182	0,231	0,00190	0,222	0,00198	0,212	0,00208	0,201	0,00220
105	0,377	0,231	0,00191	0,222	0,00199	0,211	0,00209	0,201	0,00220	0,190	0,00233
110	0,388	0,222	0,00199	0,212	0,00208	0,202	0,00219	0,191	0,00232	0,179	0,00248
115	0,399	0,214	0,00207	0,204	0,00218	0,193	0,0023	0,182	0,00245	0,170	0,00263
120	0,409	0,207	0,00215	0,196	0,00227	0,185	0,00241	0,173	0,00257	0,160	0,00278
125	0,419	0,200	0,00223	0,189	0,00236	0,178	0,00252	0,165	0,00270	0,152	0,00294

Bibliografia

- Fascia F. – Iovino R. (2008) LA STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO PER L'ARCHITETTURA – ed.Aracne;
- Sigmund Carlo – (2008) CEMENTO ARMATO – Dario Flaccovio Editore;
- Atti tratti dal seminario: "CAVITA' ANTROPICHE NEL TUFO DELLA PIANA CAMPANA: PROBLEMATICHE GEOLOGICHE E GEOMECCANICHE – tenuto da Angelo Spizuoco nel febbraio 1990 presso Dipartimento Scienze della Terra – Università degli Studi di Napoli;
- Dispense Corso integrativo di geologia applicata per gli studenti del quarto anno del corso di laurea in Scienze Geologiche tenuto da Angelo Spizuoco presso il Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università degli Studi di Napoli nell'anno accademico 1990/1991.
- Dispense Corso-concorso esterno in "Difesa del suolo - Tecnica delle fondazioni (Geotecnica) - Pianificazione territoriale" per l'accesso alla prima qualifica dirigenziale Area Ingegneristica tenuto da Angelo Spizuoco nell'anno 1992 presso la Regione Molise a seguito bando con D.P.R. n.1362 del 18/4/1990.
- Dispense Corso di formazione avanzata "Ambiente fisico del sottosuolo delle pianure" tenuto da Angelo Spizuoco presso la facoltà di Scienze Matematiche/Fisiche e Naturali dell'Università degli Studi di Parma nell'annualità 1994/95.
- Ortolani F., Pagliuca S., Spizuoco A. (2009) – SISMA DELL'AQUILA ED EFFETTI LOCALI: DOVE FINISCE LA NATURA COMINCIA LA MANO DELL'UOMO - PERIODICO TRIMESTRALE DELLA SIGEA – Societa' Italiana di Geologia Ambientale N°3/2009 –ISSN: 1591-5352;
- Ortolani F., Pagliuca S., Spizuoco A. – GEOLOGIA TECNICA TERRITORIALE IN AREE SISMICHE: PROBLEMATICHE CONNESSE ALLA VALUTAZIONE DELL'AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE – Conferenza Scientifica Annuale sulle Attività di Ricerca del Dipartimento di Scienze della Terra Università di Napoli Federico II -1991;
- Spizuoco A. Aprile F. - PARAMETRI STATICI E DINAMICI DEI TERRENI SUPERFICIALI IN UN'AREA DEL NOLANO - Conferenza Scientifica Annuale sulle Attività di Ricerca del Dipartimento di Scienze della Terra Università di Napoli Federico II -1991;
- Spizuoco A., Ortolani F., - ELEMENTI STRUTTURALI, EFFETTI LOCALI E DANNI AI MANUFATTI NELL'AREA ABRUZZESE INTERESSATA DAL SISMA DEL 6 APRILE 2009 – Workshop – il terremoto aquilano dell'aprile 2009: primi risultati e strategie future – Università "G. D'Annunzio" di Chieti – Pescara;
- Spizuoco A., Ortolani F. ed altri, - L'ALLUVIONE DI MESSINA ED IL DISSESTO IDROGEOLOGICO IN ITALIA – Ed. Reg. Sicilia & Colleg. Prov. Geom. Laureati di Messina;
- Spizuoco A., Ortolani F., Spizuoco Anna ed altri, - UN TRIENNIO DI

ALLUVIONE IN ITALIA 2009-2011- Ed. Giambra;
- Spizuoco Angelo, Ortolani Franco, Spizuoco Anna ed altri, - IL SISTEMA AMBIENTALE ITALIANO NEL CONTESTO DEL BACINO MEDITERRANEO – 2014 - Ed. Giambra;
- Raccomandazioni Associazione Geotecnica Italiana;
- Guerra C. (1945) ARCHITETTURA TECNICA Terza Edizione Casa editrice R. Pironti –Napoli;
- Atti del seminario "Stabilità dei versanti" tenuto da Angelo Spizuoco presso il Dipartimento di Scienze della terra dell'Università degli Studi di Napoli -1991;
- Atti del seminario "Pendii naturali e fronti di scavo: problematiche geologiche e geomeccaniche" tenuto da Angelo Spizuoco presso il Dipartimento di Scienze della terra dell'Università degli Studi di Napoli – 1991;
- Atti del seminario "Aree potenzialmente instabili : problematiche geologiche e geomeccaniche" tenuto da Angelo Spizuoco presso il Dipartimento di Scienze della terra dell'Università degli Studi di Napoli – 1991;
- Atti del seminario "Attività estrattiva e difesa del suolo: problematiche geologiche e geomeccaniche" tenuto da Angelo Spizuoco presso il Dipartimento di Scienze della terra dell'Università degli Studi di Napoli nell'anno accademico 1991/92;
- Atti del seminario "Prove in sito e di laboratorio" tenuto da Angelo Spizuoco presso il Dipartimento di Scienze della terra dell'Università degli Studi di Napoli nell'anno accademico 1991/92.
- Atti del seminario "Tecnologia delle costruzioni sulle formazioni rocciose: caratteri litologici, geologici e geomeccanici" tenuto da Angelo Spizuoco presso il Dipartimento di Scienze della terra dell'Università degli Studi di Napoli nell'anno accademico 1991/92.
- Dispense lezioni di "Elementi di Statica e Meccanica del continuo" tenute da Angelo Spizuoco -1987;
- Dispense lezioni "Calcolo delle Deformazioni nelle Strutture isostatiche" tenute da Angelo Spizuoco – 1988;
- Disp. lez. sulle "Strutture iperstatiche" tenute da Angelo Spizuoco – 1988;
- Disp. lez. di "Costruzioni in Muratura" tenute da Angelo Spizuoco – 1989;
- Dispense lezioni modulo di "Geotecnica" tenuto da Angelo Spizuoco per il corso di superdiploma in "Restauro e Recupero dei Centri Storici" su autorizzazione del Ministero della Pubblica Istruzione ed in collaborazione con l'Università degli Studi di Napoli "Federico II -1999 ÷2001;
- Dispense lezioni di "Costruzioni" tenute da Angelo Spizuoco – 1990÷2010;
- Documentazione tratta dall'archivio del Centro Studi Progettazioni – Strutture & Geologia – Geotecnica di San Vitaliano (NA);
- Spizuoco Angelo - LEZIONI SUL Cemento Armato – ED. LER NAPOLI/ROMA – ISBN 88-8264-230-8;