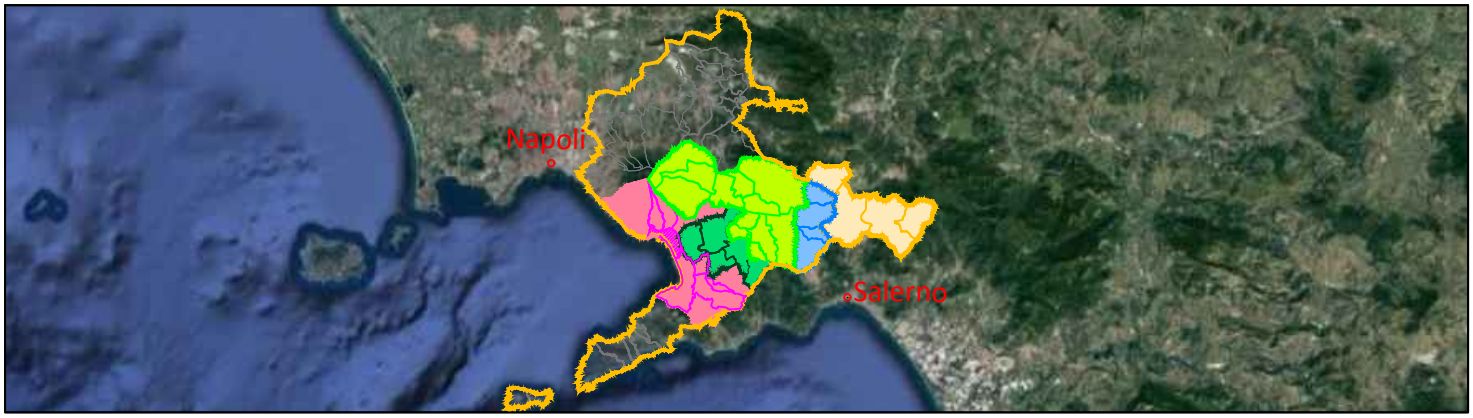
ENTE IDRICO CAMPANO

REGIONE CAMPANIA

GORI

Protocollo d'intesa del 05 Agosto 2020
Regione Campania - Ente idrico campano - Gori Spa
Completamento degli interventi fognario-depurativo del bacino idrografico del fiume Sarno ricadenti nell'Ambito Distrettuale Sarnese Vesuviano di cui alla L.R. n. 15/2015



Comprensorio Depurativo Foce Sarno

Rete interna Torre Annunziata - progetto di completamento

GORI

UNITA' INVESTMENT, PROGRAM & SERVICES

INGEGNERIA
Il Responsabile
Ing. Giuseppina Riccio

INT. 72I8

PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato:
C.1.4

Scala:
/

Titolo:

Relazione geotecnica e sulle fondazioni

Rev	Motivo della revisione	Data	Redatto	Verificato	Approvato
0	Emissione per approvazione	Giugno 2023			

Esecuzione delle Opere	Prestazioni Specialistiche	Il Progettista	Il R.U.P.
		Prof. ing. Giovanni Perillo Dott. ing. GIOVANNI PERILLO ORDINE INGEGNERI CASERTA n.1504	Ing. Fabrizio Chiocchio

Il presente progetto è protetto a termini di legge.

INDICE

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI 1

INQUADRAMENTO GEOLOGICO, LITOLOGICO GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO 2

INQUADRAMENTO GEOLOGICO 2

INQUADRAMENTO IDROGRAFICO E IDROGEOLOGICO 8

INDAGINI ESEGUITE 13

CARATTERIZZAZIONE SISMICA 16

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE 19

MODELLI GEOTECNICI DI SOTTOSUOLO 23

CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI 25

CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI 25

CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SU PALI 28

CEDIMENTI DEI PALI 33

CAPACITÀ PORTANTE DELLE PLATEE 35

CALCOLO DEI CEDIMENTI 35

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2018 7.11.5.3.1) 36

SCHEMI DI SINTESI DELLE FONDAZIONI 73

CONCLUSIONI 80

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

La seguente relazione si riferisce agli aspetti geotecnici relativi alle strutture inerenti al progetto in epigrafe **"Comprensorio Depurativo Foce Sarno Rete interna del Comune di Torre Annunziata – Progetto di completamento"**, da realizzarsi in conformità alle Norme Tecniche emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici ai sensi del D.M. 17.01.2018 tenendo presente le caratteristiche, le qualità e le dosature dei materiali da impegnarsi nelle opere da costruire.

Gli interventi previsti in progetto e proposti nel presente progetto, sostanzialmente sono rivolti alla realizzazione di manufatti scatolari (pozzetti) di piccole dimensioni e completamente interrati, interferenti con il carico veicolare pesanti e non interessati da interferenza con i livelli di falda sottostanti.

Le strutture di fondazioni sono state progettate mediante una platea di base che poggia su pali in cemento armato gettati in opere, del tipo ad Elica continua (PALI CFA), ad eccezione della camera di spinta per la realizzazione dell'attraversamento dell'autostrada A3 in II traversa Plinio, tratto G7.1-G7.2, la cui fondazione è una piastra in c.a.

Per maggiori dettagli si rimanda integralmente agli elaborati grafici e descrittivi.

INQUADRAMENTO GEOLOGICO, LITOLOGICO GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il territorio comunale di Torre Annunziata rientra nel foglio 466-485 (SORRENTO-TERMINI) della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 – "Progetto CARGO".

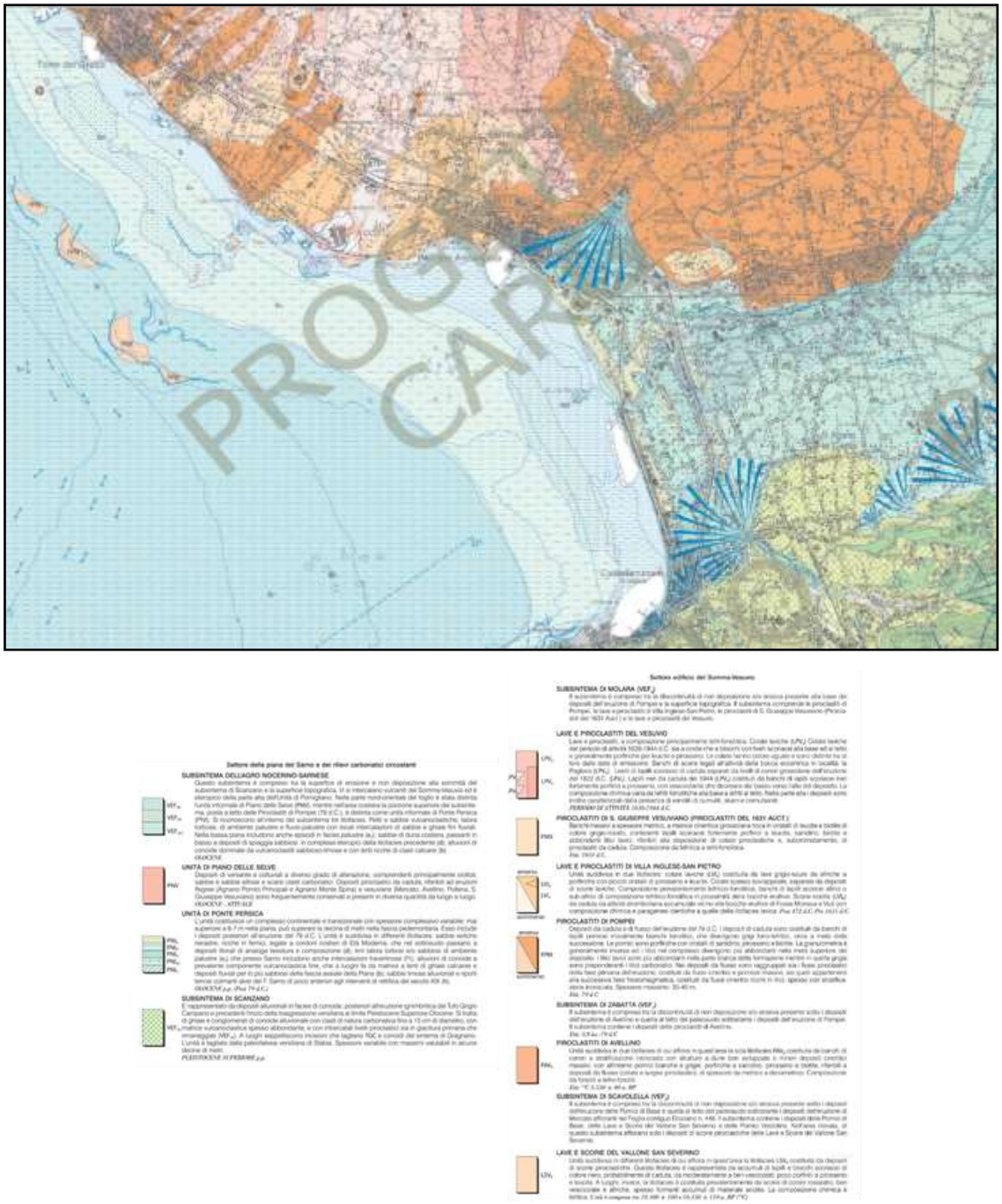


Figura 1 Stralcio Carta geologica d'Italia scala 1:100.000 (Foglio 183/184 e Foglio 185)

Il Comune di Torre Annunziata (NA) si estende nell'insenatura più interna del golfo di Napoli in uno stretto lembo di terra cinta tra il Vesuvio e il mare: è un importante centro balneare, nonché membro del Parco

Regionale del Fiume Sarno, che ne delimita il confine meridionale con la sua foce. Torre Annunziata sorge nel Golfo di Napoli, alle pendici meridionali del Vesuvio, estendendosi da NORD a SUD per una lunghezza di circa sette chilometri, in una piccola insenatura compresa tra Capo Oncino e la foce del fiume Sarno, posta innanzi allo scoglio di Rovigliano, un turrito faraglione, sotto cui si insediano colonie di corallo. Il territorio è pianeggiante ed è costituito principalmente da materiale vulcanico eruttato dal Vesuvio nel corso dei secoli, di cui è testimone l'arenile composto di sabbia nera. Ha circa 43.000 abitanti e si estende su un territorio di circa 7 Kmq. Presenta uno sviluppo praticamente pianeggiante (gran parte di esso è, infatti, compreso tra le quote di 0 e 75 m s.l.m.) .

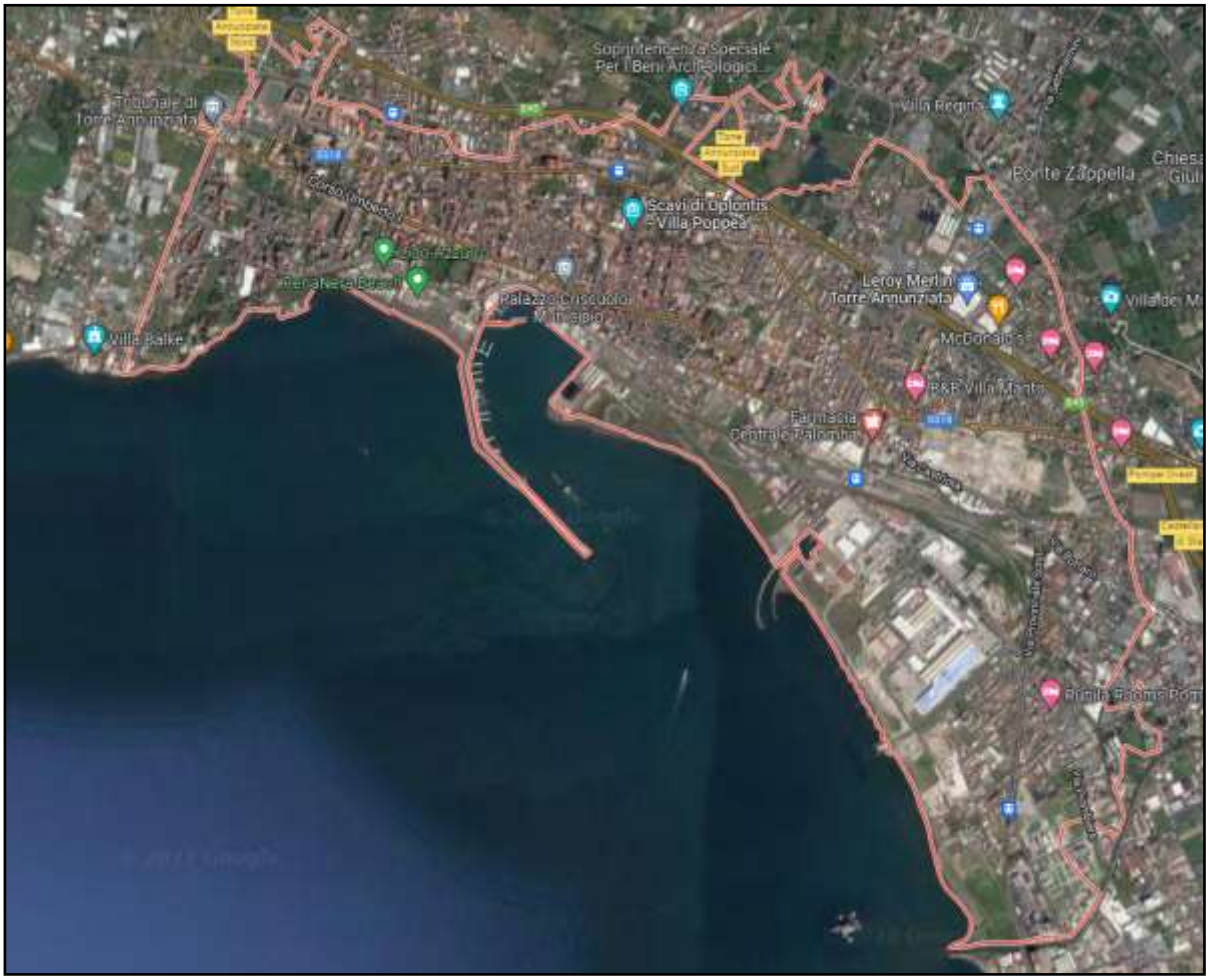


Figura 2 Stralcio Google Maps confini comunali Torre Annunziata (in rosso)

L'intero territorio comunale è parte integrante della Piana Campana, un settore del margine tirrenico delimitato a NORD dal Monte Massico (poco oltre il fiume Volturno), a SUD dai Monti Lattari (Penisola Sorrentina) e ad EST dai primi contrafforti dell'Appennino (monti di Avella, ecc.). Si tratta, dal punto di vista strutturale, di una zona di sprofondamento, ribassata cioè rispetto alle aree circostanti, e limitata da faglie i cui andamenti principali sono NORD-OVEST/SUD-EST (direzione appenninica) e NORD-EST/SUD-OVEST

(direzione antiappenninica). Le rocce carbonatiche che formano i rilievi bordieri si ritrovano anche nella piana, ma a profondità elevate, fino a circa 4000 m. In questa situazione, in corrispondenza di sistemi di fratture orientate in senso appenninico ed antiappenninico, si inserisce il vulcanismo campano, sia quello flegreo che quello del Somma-Vesuvio. L'edificio vulcanico del Somma-Vesuvio occupa la parte meridionale della Piana Campana, costituita da una depressione strutturale posta sul margine tirrenico dell'Appennino Meridionale. Il graben si estende, secondo la direzione NORD-OVEST/SUD-EST, dal Monte Massico, a NORD, fino ai Monti Lattari, a SUD; è aperto verso il Mar Tirreno, ad OVEST, ed

è limitato, nella parte orientale, dai Monti di Caserta, di Avella e di Sarno. L'edificio vulcanico è posizionato all'intersezione di un sistema di faglie con andamento NORD-OVEST/SUD-EST e NORD-EST/SUD-OVEST (Fig. 3). I terreni più antichi della successine carbonatica risalgono almeno al CARNICO e sono il risultato di una sedimentazione carbonatica di mare sottile senza apporti terrigeni, e costituiscono le cosiddette “Piattaforme Carbonatiche Intraoceaniche”, che gradatamente passano ad ambienti e terreni di mare più aperto (Fig. 3).

Di notevole importanza sono anche i terreni vulcanici del Complesso Somma-Vesuvio. Tali terreni vulcanici si presentano sciolti o semicoerenti, di spessore molto variabile, e sono caratterizzati da variazioni giaciturali e granulometriche, che implicano, a loro volta, variazioni di permeabilità sia orizzontale che verticale. Si tratta di un vulcano-strato, la cui camera magmatica è posta ad una profondità di circa 5000-6000 metri e la cui attività eruttiva è stata differenziata nel tempo, sia per chimismo, sia per tipi di prodotti eruttati. Infatti, alle pomici, scorie e lapilli, prodotti tipici delle fasi pliniane altamente esplosive, si sono alternate colate laviche che hanno caratterizzato le fasi principalmente effusive.

Tutti i prodotti del Somma- Vesuvio che affiorano in superficie si trovano al di sopra del Tufo Grigio Campano, il prodotto di una violenta eruzione dei Campi Flegrei verificatasi circa 35.000 anni fa. Questo deposito ricopre quasi tutta la Campania (ca. 10.000 Km^2) con spessori che talvolta superano il centinaio di metri e si ritrova sui primi versanti dell’Appennino fino a quote di 600-800 metri. Si tratta con molta probabilità della maggiore eruzione avvenuta in Italia nel Quaternario. Sembra quindi corretto indicare l’inizio dell’attività a circa 25.000 anni fa, ma una perforazione recentemente eseguita presso Trecase, sul fianco meridionale del vulcano, ha incontrato in profondità prodotti di un’attività ancora più antica, datata circa 400.000 anni fa.

Vanno anche annoverati i complessi montuosi dei Monti di Sarno e quelli di Salerno. Per quanto riguarda i primi la loro struttura geo-litologica è assimilabile ai litotipi carbonatici di tipo “piattaforma” dell’unità stratigrafico-strutturale principale Picentini-Taburno. Tale unità è costituita da calcari dolomitici e detritici. Nella parte sommitale della successione è presente un livello marnoso, con spessore molto variabile nonché

dislocato ad altezze diverse per la presente di linee tettoniche (faglie ad orientamento NORD-NORD_OVEST/SUD-SUD_OVEST, EST-OVEST, NORD-EST/SUD-OVEST) che vanno ad interessare la serie carbonatica principale. Alla base troviamo, invece, le dolomie, spesso anche stratificate. Il complesso dei Monti di Sarno è delimitato da una fascia più o meno ampia, di spessore molto variabile, di materiale detritico frammisto a piroclastiti. Per quanto riguarda i secondi la loro struttura principale è essenzialmente dolomitica. I versanti più importanti sono quelli del Monte Caruso e di Pizzo Coculo, Pizzo Arenella e Pizzo Cosulo. In corrispondenza di Pizzo Coculo e Pizzo Arenella i litotipi affioranti sono rappresentati da dolomie grigie ben stratificate, talora zonate, con alternanza di livelli argillosi grigi e verdastri e scisti bituminosi. In corrispondenza di Pizzo Coculo troviamo invece la serie calcareo-silico-marnosa che comprende alternanze di calcari e marne silicifere, marne e marne argillosi varicolori, calcareniti grigiastre che sono in continuità su calcari e calcari dolomitici, dolomie e brecciole calcaree. La parte basale di tutta la struttura dei Monti di Salerno è caratterizzata da materiale detritico frammisto a materiale piroclastico.

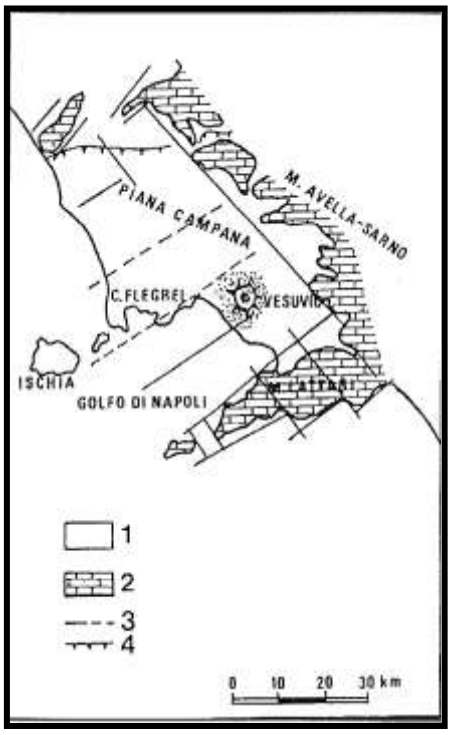


Figura 3 Inquadramento geologico della Piana Campana

Dalla consultazione della carta geologica del Vesuvio (2003) si evince che presumibilmente nel sottosuolo del territorio comunale di Torre Annunziata sono individuabili le piroclastiti e le pomici dell'eruzione di Pompei del 79 d.C., tale formazione è costituita da depositi da caduta e da flusso a granulometria da fine a grossolana con litificazione variabile dallo sciolto al semi-litoide (Figg. 4 e 5). Questa formazione poggia su depositi alluvionali del fiume Sarno che caratterizzano buona parte del settore orientale del territorio comunale; sono

costituiti da depositi prevalentemente di sabbie, limi ed argille con intercalazioni torbose. Nella zona litorale prevalgono i depositi di spiaggia da antica a recente costituiti in prevalenza da sabbie sciolte da medie a grossolane. Il settore occidentale è caratterizzato da flussi lavici di età medievale (512 d.C. – 1631) che si sovrappongono a depositi di debris flow e flussi iperconcentrati originatisi dopo l'eruzione del 1631; quest'ultimi prodotti caratterizzano il sottosuolo del settore occidentale e si manifestano nella falesia tra Capo Oncino ed il litorale di Via Marconi. A largo della foce del fiume Sarno sono localizzati gli scogli di Rovigliano di natura calcareo, calcareo dolomitica; essi rappresentano una punta di una struttura sepolta su cui si sono depositate le unità vulcaniche del Somma – Vesuvio ed alluvionali del Sarno.

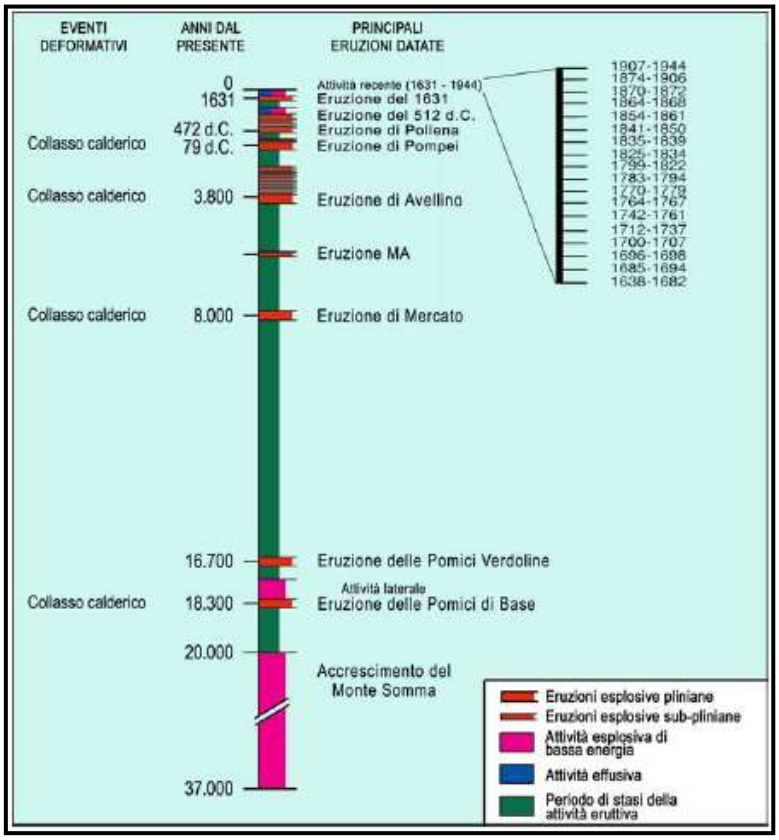


Figura 4 Cronologia complesso "Somma-Vesuvio"

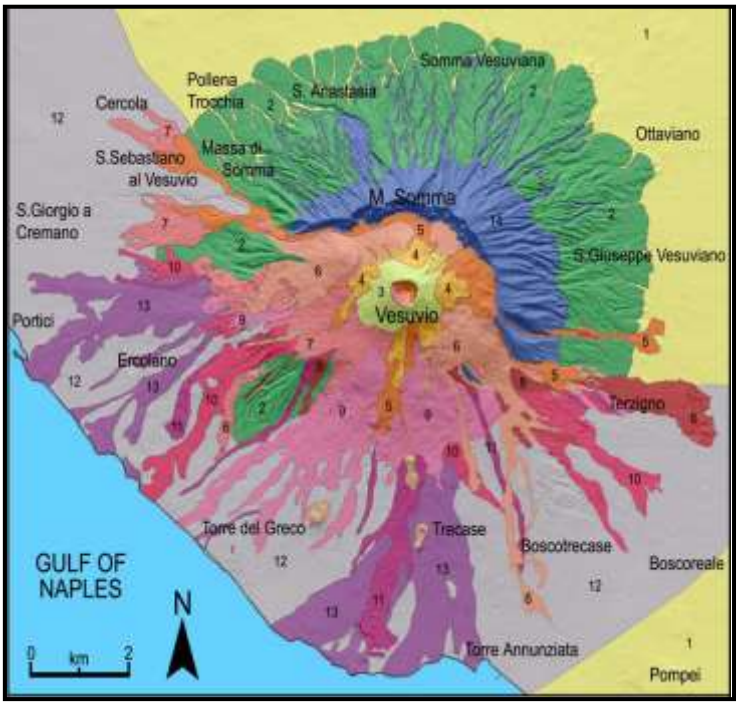


Figura 5 Carta geologica schematica del "Somma – Vesuvio"

Ovviamente anche la piana del Fiume Sarno riveste un ruolo fondamentale. Essa è ubicata tra il versante SUD-ORIENTALE dell'apparato vulcanico del Somma-Vesuvio e le ZONE PEDEMONTANE dei Monti di Sarno (ad EST) e dei Monti Lattari (a SUD), ed è parte integrante della Depressione Morfo-Strutturale della Piana Campana, impostatasi lungo la fascia tirrenica della catena sud appenninica in seguito alle fasi tettoniche del Pleistocene inferiore.

La maggior parte dei depositi che costituiscono il riempimento del graben campano è rappresentata da prodotti eruttivi legati ad apparati vulcanici ora sepolti nella Piana.

La Piana è costituita da una successione di prodotti piroclastici da riferire essenzialmente ai prodotti del Somma-Vesuvio sia in giacitura primaria che rimaneggiati, torbe, dune costiere, depositi di paleo spiaggia, sedimenti palustri. Più nel dettaglio l'assetto vulcano-stratigrafico della Piana può così essere riassunto:

- TERRENI DI RIPORTO (attività antropiche);
- DEPOSITI LITTORALI (Sabbie medie e grossolane costituite da granuli di origine da frammenti di scorie vetrose e di lave leucitiche. I clasti sono generalmente ben arrotondati con alto indice di sfericità);
- DEPOSITI ALLUVIONALI (elementi a matrice prevalente con clasti di dimensioni variabili da alcuni millimetri fino a 5 centimetri. Essi sono talora poligenici (lave, pomici e frammenti di laterizi romani). A tratti

si rinvengono sottili intercalazioni argilloso-sabbiose. Essi rappresentano sia le alluvioni del Fiume Sarno che, soprattutto, quelle dei suoi corsi d'acqua affluenti di destra e drenanti le pendici del Vesuvio (ad esempio Alveo Penniniello).

- DEPOSITI LIMNO-PALUSTRI (Questi depositi sono costituiti prevalentemente da argille verdastre o nerastre con intercalazioni di lenti torbose);
- PALEOSUOLO DI EPOCA ROMANA (Paleosuolo di spessore variabile non superiore ad un metro. Esso è prevalentemente argilloso-sabbioso);
- DEPOSITI VULCANICI DELL'ERUZIONE DEL 79 d. C. (Sono rappresentati sia dai depositi da flusso - Pyroclastic flows- che da caduta - Pyroclastic fall -. I primi sono ben rappresentati da terreni a tessitura caotica e massiva costituiti da clasti pomicei e litici di varia natura (lave, calcari metamorfosati, frammenti di rocce sedimentarie, frammenti di materiali di edilizia romana) inglobati in una matrice cineritica contenente numerose pisoliti. I secondi da orizzonti pomicei (talora bianche e grigie) nettamente separate da intercalazioni di livelli cineritici)
- PIROCLASTITI RICONDUCIBILI ALL'ERUZIONE AVVENUTA TRA IL 1045 ED IL 935 d.C. (scorie vetrose nerastre di dimensioni variabili da pochi millimetri a qualche centimetro con tessitura massiva e molto ben selezionate; a luoghi sono presenti anche clasti di lave sempre di minute dimensioni);
- LAVA LEUCITICA (Lava con grossi cristalli di leucite e pirosseno augitico inglobati in una massa di fondo vetrosa molto vacuolare di colore grigio plumbeo. Questa lava presenta caratteristiche tessiturali molto simili a quelle delle lave affiorante nella scarpata a valle di Pompei Scavi-Villa dei Misteri ed alle quali viene correlata - eruzione protostorica-).

INQUADRAMENTO IDROGRAFICO E IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista idrogeologico sul territorio comunale di Torre Annunziata, si evidenzia una circolazione idrica sotterranea che avviene anche per "falde sovrapposte" vista l'alternanza di litotipi di origine vulcanica

con grado di permeabilità medio-alta (depositi di spiaggia, limi e sabbie con pomici, depositi piroclastici "da caduta" molto tassificati, lave) (Fig. 8).

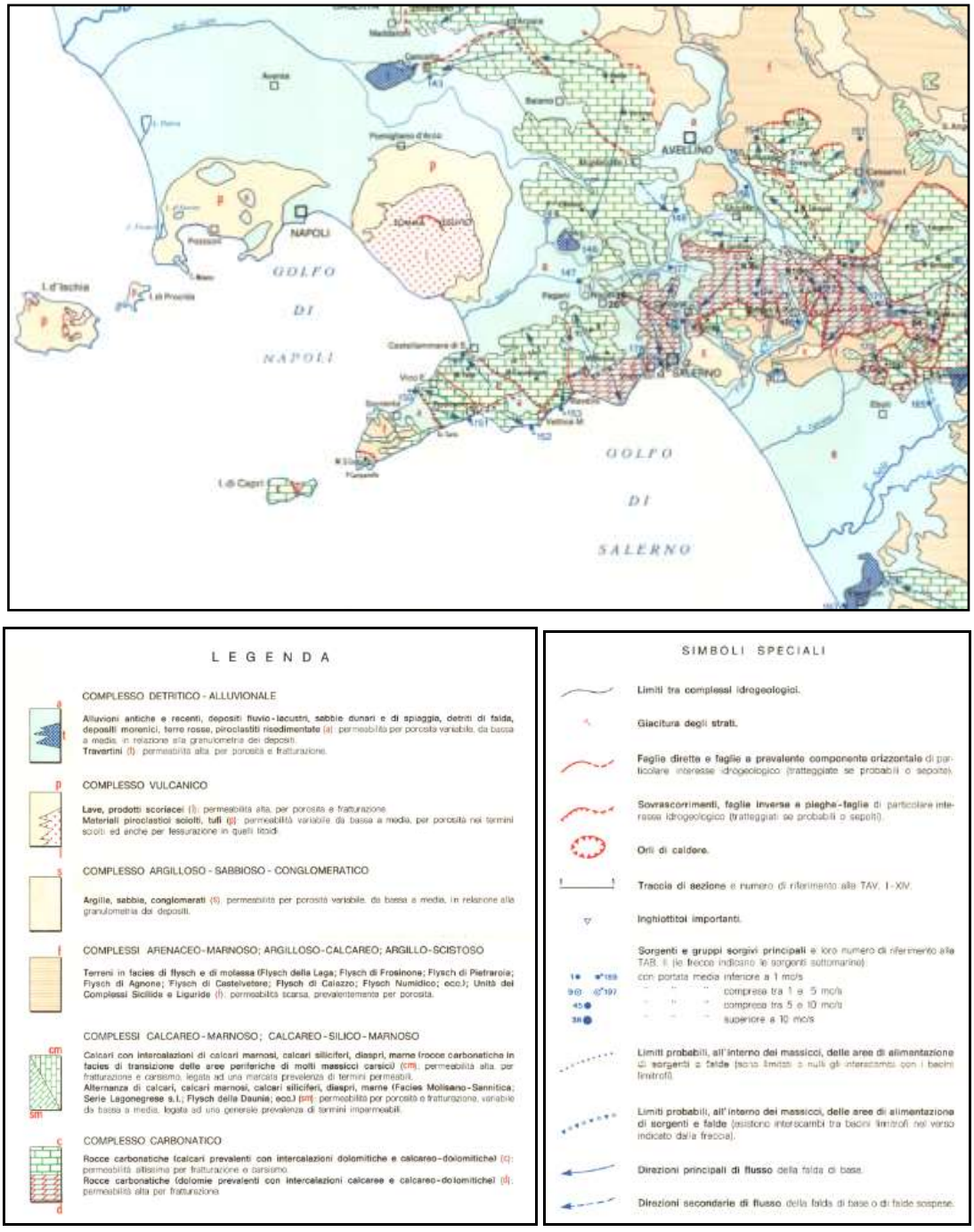


Figura 6 (Cassa per il Mezzogiorno – Schema Idrogeologico di Intervento dell'Area PS. 29 - Stralcio)

Nelle aree alluvionali delle piane interne e costiere, il fenomeno di infiltrazione è particolarmente facilitato dalla morfologia quasi piatta del territorio. Gli spartiacque sotterranei e gli assi di drenaggio preferenziale, sono fortemente condizionati da fattori, sia naturali (ricarica), sia antropici (emungimenti). Il complesso idrogeologico del Somma - Vesuvio è caratteristicamente un complesso idrogeologico vulcanico centrale

misto. Questa tipologia di complessi idrogeologici, che è caratterizzata da permeabilità dovuta sia a "porosità" che a "fessurazione", presenta diversi livelli acquiferi sovrapposti intercomunicanti tra loro a causa della ridotta continuità dei livelli impermeabili. Gli acquiferi sono quindi eterogenei ed anisotropi. Il complesso idrogeologico vulcanico del Vesuvio presenta una falda radiale basale centrifuga, priva di sorgenti di importanza regionale, in quanto l'acquifero piroclastico alluvionale della piana campana drena tutte le acque vesuviane a NORD, EST ed OVEST, mentre sul versante meridionale il recapito delle acque è costituito dal Mar Tirreno. In particolare, i litotipi fondamentali che compongono il complesso idrogeologico vesuviano sono lave scoriacee da compatte a fratturate, con elevata permeabilità per fessurazione nelle zone a maggior presenza di giunti, e piroclastiti sciolte, tipiche di eruzioni pliniane e sub-pliniane, con modalità di messa in posto che vanno dai "fall" ai flussi, fino ai "surge". Le piroclastiti hanno una permeabilità variabile per porosità; la stessa variabilità è funzione della granulometria dei depositi.

Va considerato anche il corpo idrico sotterraneo della Piana del Sarno che idrogeologicamente influenza in quota parte l'area. Il corpo idrico sotterraneo della Piana del Sarno occupa la porzione meridionale della più ampia ed estesa unità idrogeologica della Piana Campana. In tale settore della piana, l'assetto litostratigrafico dei depositi risulta piuttosto complesso. Infatti, è presente una successione litologica, di spessore fino a qualche migliaio di metri, granulometricamente molto eterogenea, caratterizzata da depositi alluvionali e piroclastici, sciolti e litoidi ("Tufo Grigio Campano"), riferibili all'attività vulcanica del Somma-Vesuvio e dei Campi Flegrei. Ai suddetti litotipi si intercalano depositi di origine marina (prevalentemente sabbiosi), episodi di ambiente palustre (costituiti in prevalenza da limi), depositi torbosi e livelli di paleosuolo.

Lungo il margine NORD-ORIENTALE, nei pressi dell'abitato di Sarno, si rinvengono nel sottosuolo ampi affioramenti di travertini.

Lungo il margine SUD-ORIENTALE, alle pendici dei Monti Lattari, si rinviene invece un'ampia fascia detritica di natura prevalentemente carbonatica.

Lungo il margine NORD-OCCIDENTALE della piana sono presenti colate laviche riferibili al complesso vulcanico del Somma-Vesuvio.

Le caratteristiche idrogeologiche della Piana del Sarno sono legate alle peculiarità litostratigrafiche dei depositi vulcanici, alluvionali e, subordinatamente, marini che costituiscono l'acquifero. La presenza di un orizzonte tufaceo "semipermeabile" genera, nell'area centro-orientale, una scomposizione dell'idrodinamica sotterranea secondo uno schema che, localmente, avviene "a falde sovrapposte", caratterizzate da differenti livelli piezometrici. Ciò comporta l'esistenza di interscambi idrici sotterranei che, in condizioni indisturbate (ossia, in assenza di emungimenti dalla falda profonda), si esplicano mediante flussi di drenanza diretti dal

basso verso l'alto. Differenze sostanziali sussistono anche in merito alle modalità di ricarica delle suddette falde: quella relativamente "superficiale" viene alimentata essenzialmente dagli apporti idrici diretti e, in maniera subordinata, dai flussi di drenanza provenienti dall'orizzonte acquifero sottoposto al semipermeabile tufaceo; quella relativamente profonda risulta alimentata prevalentemente dai travasi idrici sotterranei provenienti dalle idro-strutture carbonatiche e vulcaniche limitrofe. Tuttavia, a grande scala, i diversi flussi idrici sotterranei sono fra loro intercomunicanti, oltre che per gli anzidetti fenomeni di drenanza, per la presenza di soluzioni di continuità negli orizzonti relativamente impermeabili (Figg. 8-9). In particolare, gli assi di drenaggio ubicati in sinistra del fiume Sarno intercettano principalmente le acque sotterranee provenienti dai massicci carbonatici, mentre quelli del settore di destra, incanalano le acque sotterranee provenienti dal Somma- Vesuvio. I rapporti di interscambio falda-fiume hanno evidenziato l'esistenza di una cospicua alimentazione dalla falda verso il fiume Sarno, nel tratto compreso tra le sorgenti pedemontane dell'area sarnese e l'abitato di San Marzano. Nella restante parte della piana, l'entità degli interscambi è nettamente inferiore; sono stati comunque riscontrati tratti del corso d'acqua principale (presso Scafati) e lungo alcuni canali tributari (Alveo Comune), dove è il fiume ad alimentare la falda.

Il territorio non presenta emergenze delle acque di falda, per cui la Piana del Sarno e la costa rappresentano le zone di recapito principale delle già menzionate acque di falda, e delle acque ruscellanti. La falda di base è presente nel comune di Torre Annunziata con una variazione del livello che è strettamente legato all'andamento topografico. La falda, durante l'esecuzione delle prove, è stata rinvenuta tra 2,10÷4,40 mt (circa) dal p.c. (INDAGINI GEOGNOSTICHE allegate alla Relazione geologica C.1.1)

In data 12/04/2022 il sottoscritto ha esguito nuovamente la miurazione del livello di falda nei N. 2 Piezometri "tipo Casagrande": in S1 il livello di falda è stato rinvenuto a 1,85 mt dal p.c., mentre in S2 a 2,75 mt dal p.c. (che corrisponde circa a 3.10÷3,20 dal piano stradale).

Infine, si ricorda che nel contesto normativo europeo sulla tutela delle acque, il rilievo dei Monti di Avella rappresenta per il Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale un importante corpo idrico sotterraneo su cui bisogna perseguire obiettivi ambiziosi di prevenzione del deterioramento qualitativo e quantitativo della risorsa, di miglioramento dello stato di salute delle acque e di un uso sostenibile sul lungo termine. Dal punto di vista strettamente geologico e idrogeologico, l'acquifero dei Monti di Avella è costituito prevalentemente da calcari e calcari dolomitici (Cretaceo Sup - Lias) e subordinatamente da dolomie triassiche (Fig. 9). Le principali sorgenti sono ubicate lungo margine sud-occidentale e nord-occidentale, dove sono presenti le quote più basse della cintura impermeabile che borda il rilievo carbonatico. Le due principali aree sorgive, entrambe poste a quota di circa 30 m s.l.m., sono la zona Cancello rappresentata dalle sorgenti di Mefito e Calabricito, captate ad uso potabile, e l'area Sarnese-Nocerina, dove sono presenti le sorgenti di

Santa Maria La Foce, Mercato-Palazzo, Cerola, Santa Marina di Lavorate e San Mauro. Altre scaturigini basali, di minore portata e con un regime molto variabile, sono le sorgenti Lauro e Labso, affioranti nella valle del Solofrana ma in comunicazione idraulica con la conca tettono-carsica di Forino, tramite un articolato sistema carsico collegato con l'inghiottitoio di Celzi.

Ulteriori recapiti dell'acquifero dei Monti di Avella sono rappresentati dai travasi verso la piana ad EST di Napoli e del Sarno e da numerose sorgenti di alta quota (es. Bocca dell'Acqua, Grotte). All'interno del massiccio carbonatico, sebbene sia riconosciuta un'unica falda di base, il deflusso idrico è compartimentato in due sub-strutture o sottobacini, separati da un alto idrogeologico posto in corrispondenza del Monte Partenio: da qui si sviluppano due direttrici di flusso orientate, rispettivamente, verso il gruppo sorgivo di Cancello, a NORD-OVEST, e verso il gruppo sorgivo di Sarno, a SUD-OVEST.

Inoltre, per la sorgente Santa Marina di Lavorate e San Mauro è stata accertata, sulla base di indagini idrochimiche, un'alimentazione anche da parte della falda della piana del Solofrana.

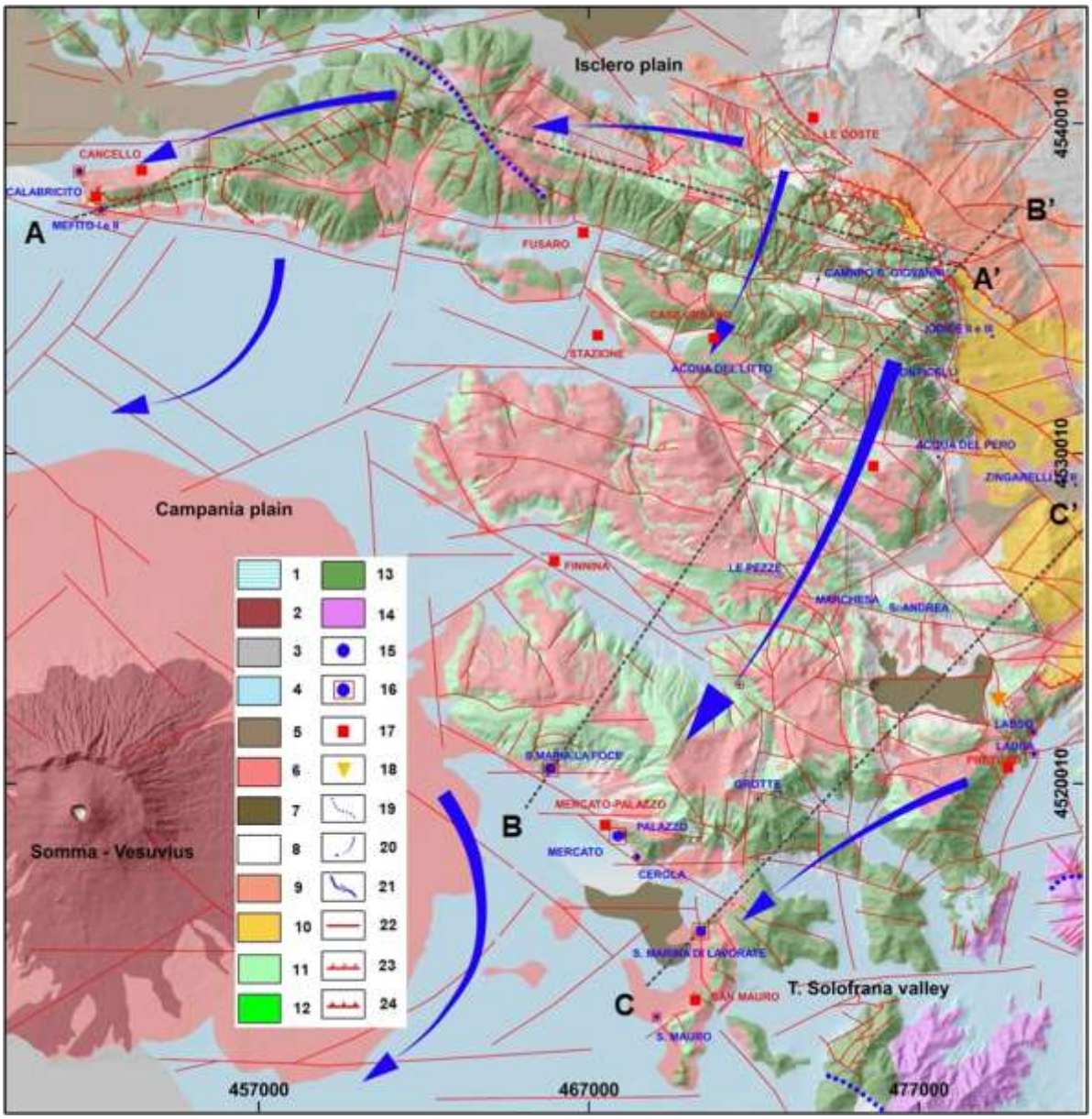


Figura 7 Carta idrogeologica dell'acquifero carbonatico dei Monti di Avella. Legenda: 1) Complesso travertinoso (Olocene); 2) Complesso lavico (Olocene); 3) Complesso eluvio-colluviale (Pleistocene medio-Olocene); 4) Complesso alluvionale (Pliocene-Olocene Sup); 5) Complesso tufaceo (Pleistocene Sup-Olocene); 6) Complesso piroclastico (Pleistocene Sup-Olocene); 7) Complesso lacustre e palustre (Pleistocene-Olocene); 8) Complesso detritico (Miocene Sup-Olocene); 9) Complesso arenaceo (Miocene Sup-Pliocene Sup); 10) Complesso calcareo-marnoso (Cretaceo-Olocene); 11) Complesso calcareo (Giurassico medio-Miocene medio); 12) Complesso di calcari e marne ad Orbitolina (Cretaceo Inf); 13) Complesso calcareo-dolomitico (Giurassico Inf-Cretaceo Sup); 14) Complesso dolomitico (Triassico-Giurassico Inf); 15) Sorgente non captata; 16) Sorgente captata; 17) Campo-pozzi; 18) Inghiottitoio; 19) Spartiacque sotterraneo; 20) Direttrici di flusso della falda di base; 21) Curve isopiezometriche; 22) Faglia normale; 23) Faglia inversa; 24) Thrust.

INDAGINI ESEGUITE

Il piano di indagini effettuato per il comune di Torre Annunziata (NA) ha previsto l'esecuzione delle seguenti prove così articolate:

1. N. 1 Sondaggio a carotaggio continuo (*40°44'27.9"N 14°28'28.1"E - 40.741089/14.474465, in corrispondenza del parcheggio interno della sede comunale di Torre Annunziata / "Palestra Comunale" in Via Provinciale Schiti civico 117, e/o nelle immediate vicinanze – Comune di Torre Annunziata (NA)* da eseguirsi fino ad una profondità di 15,00 ml da p.c., con annessi n. 1 prelievo di un campione indisturbato, prelevato ad una profondità di 3,50÷4,00 metri dal p.c. (variabile anche in funzione dei cambi stratigrafici) da sottoporre ad analisi geotecniche di laboratorio (*Analisi granulometrica comprensiva dei limiti di Attemberg, Prova a taglio diretto*), N. 1 D.P.S.H. da eseguirsi "fino a rifiuto strumentale", e/o almeno fino alla profondità di 15.00 dal p.c., e N. 1 M.A.S.W. in corrispondenza del parcheggio interno della sede comunale di *Torre Annunziata / Palestra Comunale* (40°44'26.5"N 14°28'26.1"E - 40.740691/14.473905) lato ferrovia;
2. N. 1 Prova Penetrometrica Dinamica D.P.S.H. (*40°44'25.3"N 14°28'21.9"E - 40.740373/14.472745, in corrispondenza di Via Terragneta (**traversa**), e/o nelle immediate vicinanze – Comune di Torre Annunziata (NA)* da eseguirsi "fino a rifiuto strumentale", e/o almeno fino alla profondità di 15.00 dal p.c., con annesso n. 1 prelievo di campione indisturbato prelevato ad una profondità di 3,50÷4,00 metri dal p.c. (variabile anche in funzione dei cambi stratigrafici) da sottoporre ad analisi geotecniche di laboratorio (Analisi granulometrica comprensiva dei limiti di Attemberg, Prova a taglio diretto);
3. N. 1 Prova Penetrometrica Dinamica D.P.S.H. (*40°44'16.8"N 14°28'06.4"E - 40.738001/14.468432, in corrispondenza di Via Mortelleto incrocio Via Solferino, e/o nelle immediate vicinanze – Comune di Torre Annunziata (NA)* da eseguirsi "fino a rifiuto strumentale", e/o almeno fino alla profondità di 15.00 dal p.c.
4. N. 1 Sondaggio a carotaggio continuo (*40°44'09.4"N 14°28'10.4"E - 40.735951/14.469555, in corrispondenza di Via Mortelleto, interno cortile scuola "I.C. ISTITUTO COMPRENSIVO PARINI – ROVIGLIANO", e/o nelle immediate vicinanze – Comune di Torre Annunziata (NA)* da eseguirsi fino ad una profondità di 15,00 ml da p.c., con annessi n. 1 prelievo di un campione indisturbato, prelevato ad una profondità di 3,50÷4,00 metri dal p.c. (variabile anche in funzione dei cambi stratigrafici) da sottoporre ad analisi geotecniche di laboratorio (*Analisi granulometrica comprensiva dei limiti di Attemberg, Prova a taglio diretto*), N. 1 D.P.S.H. da eseguirsi "fino a rifiuto strumentale", e/o almeno fino alla profondità di 15.00 dal p.c., e N. 1 M.A.S.W. ;
5. N. 1 Prova Penetrometrica Dinamica D.P.S.H. (*40°43'56.0"N 14°28'16.8"E - 40.732224/14.471329, in corrispondenza di Via Postiglione, e/o nelle immediate vicinanze –*

Comune di Torre Annunziata (NA) da eseguirsi "fino a rifiuto strumentale", e/o almeno fino alla profondità di 15.00 dal p.c.;

La campagna indagini condotta, è riportata sinteticamente nelle tabelle seguenti:



Figura 8 Ubicazione indagini

SIGLA CAMPIONE	S1/CI 1	S2/CI 1	DPSH2 CI1	DPSH3 CI1	DPSH5 CI1
Profondità prelievo (m)	*4.50/5.00*	*2.50/3.00*	*2.00/2.50*	*2.50/3.00*	*1.50/2.00*
Umidità naturale γ_n (%)	*19.2*	*8.7*	*9.7*	*21.4*	*13.2*
Peso volume naturale γ_n (KN/m^3)	*18.9*	*18.4*	*16.7*	*17.5*	*16.2*
Peso volume del secco γ_d (KN/m^3)	*15.9*	*16.9*	*15.3*	*14.4*	*14.3*
Peso volume saturo γsat (KN/m^3)	*19.8*	*20.6*	*19.3*	*18.8*	*18.9*
Peso Specifico granuli γ_s (KN/m^3)	*26.5*	*27.0*	*26.2*	*26.1*	*26.6*
Indice dei vuoti e (-)	*0.670*	*0.600*	*0.714*	*0.812*	*0.851*
Porosità n (%)	*40.1*	*37.5*	*41.7*	*44.8*	*46.0*
Grado saturazione Sr (%)	*77.5*	*40.1*	*36.4*	*70.1*	*42.1*
Classe granulometrica	*Sabbia ghiaiosa e limosa*	*Sabbia limosa*	*Sabbia ghiaiosa e limosa*	*Sabbia limosa*	*Sabbia limosa e ghiaiosa*
Prova di Taglio "TDCD"					
Angolo di attrito interno (gradi)	*30.5*	*30.9*	*31.0*	*30.1*	*30.4*
Coesione (KPa)	*1.3*	*1.7*	*0.6*	*2.8*	*1.5*
Limiti di Atterberg					
Limite di Liquidità *LL (%)*	*n.d.*	*n.d.*	*n.d.*	*n.d.*	*n.d.*
Limite di Plasticità *LP (%)*	*non plastico*	*non plastico*	*non plastico*	*non plastico*	*non plastico*
Indice di Plasticità *IP (%)*	*n.d.*	*n.d.*	*n.d.*	*n.d.*	*n.d.*

Figura 9 Riepilogo Prove DPSH e Sondaggi con annessi campioni geotecnici prelevati

CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Caratteristica peculiare della risposta sismica di un sito sono, oltre alle caratteristiche geolitologiche, anche i contenuti delle vibrazioni spettrali in arrivo, e la loro interazione positiva con la frequenza propria dei manufatti. Infatti, in presenza di siti costituiti da terreni capaci di attenuare il passaggio delle onde sismiche, ed in presenza di epicentri poco profondi si possono avere fenomeni di amplificazione.

Le "Norme Tecniche per le Costruzioni" - D.M. del 17/01/2018, definiscono le regole da seguire per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni, sia in zona sismica che in zona non sismica. Esse forniscono i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere. Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Quest'ultima costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica di un sito deve essere valutata sia in termini geografici (condizioni topografiche del sito) che in termini temporali (vita di riferimento della costruzione); tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale.
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tenere conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni ag e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, sul sito di riferimento rigido ed orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno (espresso in g/10);
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (parametro adimensionale);
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (espresso in secondi).

I Valori a_g, F_0, e T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'allegato B delle NTC.

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni stabiliscono che ai fini della valutazione delle azioni sismiche di progetto deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale. In assenza di tali studi si può utilizzare la seguente classificazione dei terreni di seguito descritta:

La classificazione deve interessare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato roccioso rigido di riferimento (bedrock). Si effettua sulla stima delle velocità medie delle onde di taglio nei primi trenta metri di profondità (velocità equivalente delle onde di taglio) definita dalla seguente espressione:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{1=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

dove h_i e v_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio dello strato i- esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori. In alternativa possono essere utilizzati il valore di $N_{SPT,30}$ (per terreni prevalentemente granulari) o di $c_{u,30}$ (per terreni coesivi). Con riferimento alle proprietà del suolo di fondazione, viene proposta l'adozione di un sistema di caratterizzazione geofisica e geotecnica del profilo stratigrafico del suolo, mediante cinque tipologie di suoli (A - B - C - D - E) più altri due speciali (S1 e S2), da individuare in base allo schema seguente:

CLASSE	DESCRIZIONE
A	***Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi*** caratterizzati da valori di $\mathbf{V_{s,30}}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	***Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $\mathbf{V_{s,30}}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s ($\mathbf{N_{SPT,30}}$ > 50 nei terreni a grana grossa e $\mathbf{c_{u,30}}$ > 250 kPa nei terreni a grana fina).
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 $\mathbf{V_{s,30}}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con valori di 15 < $\mathbf{N_{SPT,30}}$ < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < $\mathbf{c_{u,30}}$ < 250 kPa nei terreni a grana fina).
D	***Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti***, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale migliora-mento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $\mathbf{V_{s,30}}$ inferiori a 180 m/s ($\mathbf{N_{SPT,30}}$ < 15 nei terreni a grana grossa e $\mathbf{c_{u,30}}$ < 70 kPa nei terreni a grana fina).

E	***Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m***, posti sul substrato di riferimento (con **Vs** > 800 m/s).

Dall'analisi degli elaborati delle **prove MASW eseguite**, sono emersi i seguenti valori velocità equivalente delle onde di taglio $\mathbf{V_{s,30}}$ con le relative ubicazioni:

Prospezione sismica	*Lunghezza complessiva dello stendimento (m)*	*Spacing (m)*	*Offset (m)*	*Direzione*	*Coordinate Geografiche WSG84*	
					N	*E*
MASW Sito n. 1	*39.0*	*3.0*	*3.0*	*N 44° E*	*40.740973°*	*14.474865°*
MASW Sito n. 4	*39.0*	*3.0*	*3.0*	*N 40° E*	*40.735902°*	*14.469617°*

Prospezione sismica	*$V_{S\,0\text{-}30}$ (m/s)*	*Categoria Sottosuoli di Fondazione (D.M. 17/01/2018)*
MASW Sito n. 1	***[320]***	***C***
MASW Sito n. 4	***[317]***	***C***

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T_1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤15°
T_2	Pendii con inclinazione media i > 15°
T_3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
T_4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Si denomina genericamente liquefazione una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidezza causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo (sabbia, ghiaia, limo non plastico) durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno (OPCM 3274/2003 e successive modificazioni, Eurocodice 8-Parte 5). La probabilità che nei terreni sabbiosi saturi si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se si verifica almeno una delle seguenti condizioni:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo *M* inferiore a 5;

2. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni *free-field* minore di 0.1g;

3. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni *free-field* minore di 0.15g e terreni con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:

- frazione di fine *FC*, superiore al 20%, con indice di plasticità *PI* > 10;
- *FC* ≥ 35% e resistenza $(N_1)_{60}$ > 20;
- *FC* ≤ 5% e resistenza $(N_1)_{60}$ > 25

dove $(N_1)_{60}$ è il valore normalizzato della resistenza penetrometrica della prova SPT, definito dalla relazione: in cui il coefficiente C_N è ricavabile dall'espressione essendo p_a la pressione atmosferica e σ'_v la pressione efficace verticale.

4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 14 nel caso di materiale con coefficiente di uniformità U_c < 3.5 ed in Figura 15 per coefficienti di uniformità U_c > 3.5.

5. Profondità media stagionale della falda superiore ai 15 m dal piano campagna.

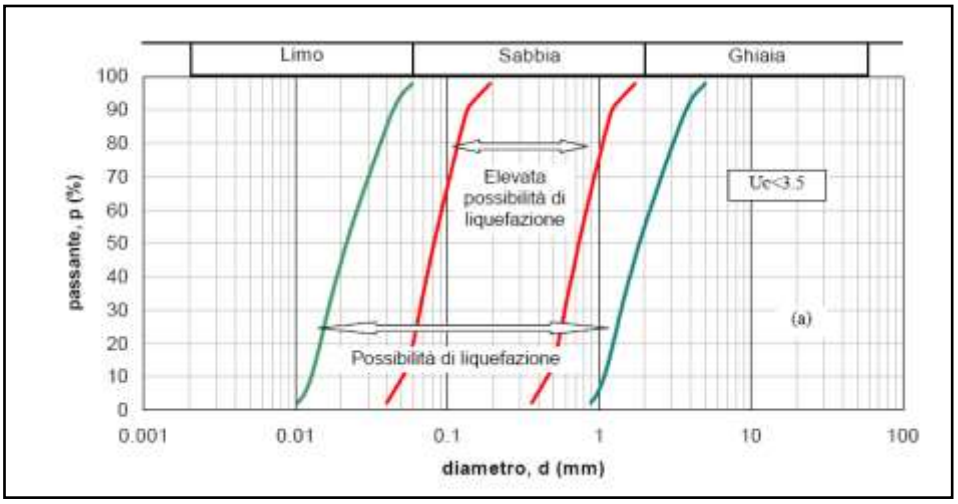


Figura 10 Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno per i terreni a granulometria uniforme (da AGI, 2005)

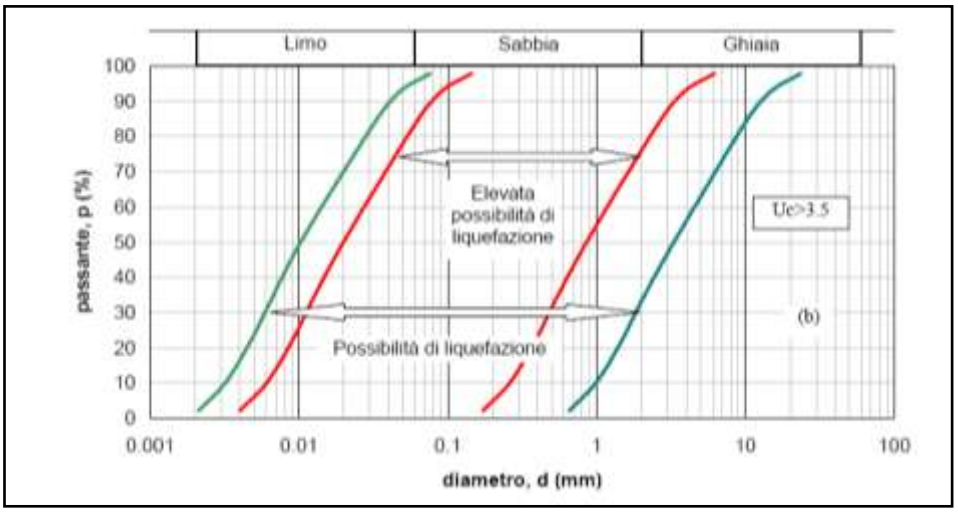


Figura 11 Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno per i terreni a granulometria estesa (da AGI, 2005)

In questo caso per analizzare la liquefazione delle aree oggetto di intervento sono stati adottati dei "*criteri empirici*". I criteri empirici si basano per lo più su parametri desunti da prove di identificazione o da prove penetrometriche standard, o anche su alcune caratteristiche geologiche qualitative; generalmente si limitano a valutare la suscettibilità dei depositi indipendentemente dall'entità della scossa sismica al sito. I terremoti successivi a quelli a cui si sono riferiti molte di queste metodologie di calcolo, hanno puntualmente confermato questi criteri. Però bisogna tenere conto che, se applicati a contesti molto differenti da quelli di origine, sia per quanto riguarda i terreni, sia per quanto concerne le caratteristiche degli eventi sismici, si rilevano scarsamente affidabili. Pertanto, vengono ancora oggi frequentemente utilizzati soprattutto per fini di pianificazione. Tra i criteri empirici qualitativi o semiquantitativi, utilizzati a scala urbanistica per la microzonazione sismica, si può inserire il criterio di *Youd & Perkins*.

Esso basa la valutazione della propensione alla liquefazione dei depositi su alcune caratteristiche geologiche e stratigrafiche dei terreni. Infatti, trae origine dall'osservazione della correlazione fra grado di danneggiamento subito dalle costruzioni durante forti terremoti e il tipo di deposito, la profondità della falda e l'età.

Sulla base del tipo di deposito sedimentario, della profondità della falda e dell'età del deposito, viene fornito un punteggio, prodotto dei punteggi parziali, che fornisce un'indicazione qualitativa del grado di vulnerabilità del deposito. La probabilità di liquefazione si ricava dalla seguente tabella:

Punteggio totale	**Probabilità di liquefazione**

< 10	Molto Bassa
10 – 20	Bassa
21 – 50	Moderata
51 – 80	Alta
> 80	Molto alta

Figura 12 Valori di riferimento della probabilità di liquefazione

Poiché è possibile che in un sito si verifichino fenomeni di liquefazione quando l'intensità della scossa sismica raggiunge una certa soglia*, Kuribayashi & Tatsuoka* (1975) sulla base di osservazioni effettuate in occasione di una moltitudine di terremoti, hanno fornito un'indicazione sul livello di intensità della scossa sismica da raggiungere, dimostrando che esiste una relazione lineare fra la magnitudo e il logaritmo della distanza entro la quale si possono avere significativi fenomeni di liquefazione. Da questi studi è emerso che, entro un certo ***raggio R*** dall'epicentro di un sisma, possono essere sede di fenomeni di liquefazione i depositi alluvionali recenti con falda superficiale. Il ***raggio R*** è dato dall'equazione:

$$\boldsymbol{Log_{10} R = 0,8\ M - 4,5}$$

Nel 1988 *Berardi et al. (1988)* sviluppano un'analoga relazione elaborando i dati di alcuni terremoti storici italiani che hanno dato origine a fenomeni di liquefazione:

$$\boldsymbol{Log_{10} R = 0,77\ M - 3,6}$$

Entrambe le relazioni sono valide per terremoti di magnitudo maggiore o uguale a 6.

Mediante le correlazioni geotecniche nei terreni incoerenti, utilizzando i dati N_{SPT}, si può calcolare il *potenziale di liquefazione dei suoli* (prevalentemente sabbiosi). Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se NSPT dello strato considerato risulta inferiore a N_{SPT} critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione N_{spt} in presenza di falda

$$\boldsymbol{N_{SPT}\ corretto = 15 + 0.5 \times (N_{SPT} - 15)}$$

N_{SPT} è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

Il metodo di *Seed e Idriss (1982)* consente di valutare è il *Rapporto di Tensione Ciclica* dalla seguente relazione:

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = CSR_{7.5} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

Per determinare il valore del coefficiente riduttivo $\mathbf{r_d}$ viene utilizzata la formula empirica proposta da *Iwasaki et al. (1978)*:

$$r_d = 1 - 0.015z$$

mentre per il fattore correttivo MSF si fa riferimento ai valori riportati in Tabella 6 ricavati da diversi ricercatori, tra cui *Seed H. B. e Idriss I. M (1982)*

Magnitudo	**Seed H.B. & Idriss I.M.** (1982)	**Ambraseys N.N** (1988)	**NCEER** *(Seed R. B. et alii)* (1997; 2003)
5,5	1,43	2,86	2,21
6,0	1,32	2,20	1,77
6,5	1,19	1,69	1,44
7,0	1,08	1,30	1,19
7,5	1,00	1,00	1,00
8,0	0,94	0,67	0,84
8,5	0,89	0,44	0,73

La resistenza alla liquefazione CRR viene calcolata in funzione della magnitudo, del numero di colpi, della pressione verticale effettiva, della densità relativa.

Nelle aree oggetto di studio, dai risultati delle prove eseguite e dalla loro elaborazione mediante il metodo empirico SHI-MING e SEED & IDRISS, mediante il software GEOSTRU (Geostru Software - www.geostru.com), **è emerso che la probabilità di liquefazione è risultata bassa**.

MODELLI GEOTECNICI DI SOTTOSUOLO

Il modello geotecnico di sottosuolo rappresenta una schematizzazione del sottosuolo interessato dall'opera che verrà utilizzato nella fase di progettazione. Esso, come è ovvio, deve prescindere dai risultati ottenuti dalle indagini e dalla loro corretta interpretazione, inoltre necessita di un'accurata scelta dei parametri geotecnici da assegnare al banco di terreno.

Per la determinazione dei parametri da utilizzare per le verifiche geotecniche allo SLE (cedimenti), bisogna ricavare i parametri di rigidezza (E, E_{ed}).

Utilizzando le relazioni riportate di seguito, valide nella ipotesi di comportamento elastico lineare, si possono ricavare i valori del modulo di elasticità normale (E) e quelli di elasticità trasversale (G):

$$k_0 = 1 - sen\varphi; \qquad \upsilon = \frac{k_0}{1 + k_0};$$

$$E = \frac{1 - \upsilon - 2 \cdot \upsilon^2}{1 - \upsilon} \cdot E_{ed}; \qquad G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \upsilon)}.$$

DPSH 1						VIA PROV. SCHITI (PARCHEGGIO)						
DESCRIZIONE STRATI	z_{sup} [m]	z_{inf} [m]	P_{strato} [m]	Nspt	γ [t/m^3]	γ_S [t/m^3]	φ [°]	E_{Ed} [kg/cm^2]	k_0	υ	E [kN/m^2]	G [kN/m^2]
STRATO 1	0,00	2,40	2,40	4,77	1,53	1,89	25	37	0,58	0,37	2148	786,02
STRATO 2	2,40	5,80	3,40	21,75	2,03	-	31	72	0,49	0,33	4554	1713,79
										FALDA [m]	1,95	

DPSH 2						VIA TERRAGNETA						
DESCRIZIONE STRATI	z_{sup} [m]	z_{inf} [m]	P_{strato} [m]	Nspt	γ [t/m^3]	γ_S [t/m^3]	φ [°]	E_{Ed} [kg/cm^2]	k_0	υ	E [kN/m^2]	G [kN/m^2]
STRATO 1	0,00	1,60	1,60	4,69	1,53	1,88	25	37	0,58	0,37	2137	781,65
STRATO 2	1,60	4,20	2,60	18,27	1,96	1,97	30	65	0,50	0,33	4062	1523,51
										FALDA [m]	2,80	

DPSH 3						VIA MORTELLETO-VIA SOLFERINO						
DESCRIZIONE STRATI	z_{sup} [m]	z_{inf} [m]	P_{strato} [m]	Nspt	γ [t/m^3]	γ_S [t/m^3]	φ [°]	E_{Ed} [kg/cm^2]	k_0	υ	E [kN/m^2]	G [kN/m^2]
STRATO 1	0,00	4,20	4,20	4,87	1,53	1,89	25	37	0,58	0,37	2163	791,80
STRATO 2	4,20	6,00	1,80	22,04	2,03	-	31	73	0,49	0,33	4596	1729,78
										FALDA [m]	2,50	

DPSH 4						VIA MORTELLETO (SCUOLA PARINI)						
DESCRIZIONE STRATI	z_{sup} [m]	z_{inf} [m]	P_{strato} [m]	Nspt	γ [t/m^3]	γ_S [t/m^3]	φ [°]	E_{Ed} [kg/cm^2]	k_0	υ	E [kN/m^2]	G [kN/m^2]
STRATO 1	0,00	1,60	1,60	2,63	1,43	1,87	23	33	0,61	0,38	1824	660,50
STRATO 2	1,60	4,60	3,00	10,12	1,73	1,92	28	48	0,53	0,35	2914	1080,80
STRATO 3	4,60	6,80	2,20	25,28	2,08	-	31	79	0,48	0,32	5055	1907,62
										FALDA [m]	2,10	

DPSH 5						VIA POSTIGLIONE						
DESCRIZIONE STRATI	z_{sup} [m]	z_{inf} [m]	P_{strato} [m]	Nspt	γ [t/m^3]	γ_S [t/m^3]	φ [°]	E_{Ed} [kg/cm^2]	k_0	υ	E [kN/m^2]	G [kN/m^2]
STRATO 1	0,00	2,60	2,60	5,32	1,55	1,89	25	38	0,57	0,36	2229	817,13
STRATO 2	2,60	3,80	1,20	12,78	1,82	1,94	29	54	0,52	0,34	3289	1225,28
STRATO 3	3,80	5,60	1,80	32,43	2,16	-	32	94	0,47	0,32	6074	2303,34
										FALDA [m]	4,40	

Vista i risultati appena esposti, desunti dalla relazione geologica, e vista la vicinanza delle opere da realizzatre, si è ritenuto lecito definire i seguenti due modelli geotecnici da porre a base della progettazione geotecnica.

MODELLO GEOTECNICO VIA TERRAGNETA e TRAVERSA BOTTARO (**nodi: 01.4 - 01. - N1**)												
DESCRIZIONE STRATI	z_{sup} [m]	z_{inf} [m]	P_{strato} [m]	Nspt	γ [t/m^3]	γ_S [t/m^3]	φ [°]	E_{Ed} [kg/cm^2]	k_0	ν	E [kN/m^2]	G [kN/m^2]
STRATO 1	0,00	2,40	2,40	2,63	1,43	1,89	25	37	0,58	0,37	2137	781,65
STRATO 2	2,40	5,80	3,40	10,12	1,73	1,97	30	65	0,50	0,33	4062	1523,51
STRATO 3	5,80	10,00	4,20	25,28	2,08	1,97	30	65	0,50	0,33	4062	1523,51
										FALDA [m]	1,95	

MODELLO GEOTECNICO VIA MORTELLETO-VIA SOLFERINO (**nodo: L4.1' - M3' - ATTR. A3**)												
DESCRIZIONE STRATI	z_{sup} [m]	z_{inf} [m]	P_{strato} [m]	Nspt	γ [t/m^3]	γ_S [t/m^3]	φ [°]	E_{Ed} [kg/cm^2]	k_0	ν	E [kN/m^2]	G [kN/m^2]
STRATO 1	0,00	1,60	1,60	2,00	1,40	1,87	24	33	0,59	0,37	1873	682,56
STRATO 2	1,60	3,80	2,20	3,00	1,45	1,90	28	50	0,53	0,35	3030	1125,09
STRATO 3	3,80	10,00	6,20	11,00	1,80	1,95	30	85	0,50	0,33	5313	1992,19
										FALDA [m]	2,10	

CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI

CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno, valutata secondo *Brinch-Hansen*:

$$q_{lim} = q\ N_q\ Y_q\ i_q\ d_q\ b_q\ g_q\ s_q + c\ N_c\ Y_c\ i_c\ d_c\ b_c\ g_c\ s_c + \frac{1}{2}\ G\ B'\ N_g\ Y_g\ i_g\ b_g\ s_g$$

dove

Caratteristiche geometriche della fondazione:

q = *carico sul piano di fondazione*

B = *lato minore della fondazione*

L = *lato maggiore della fondazione*

D = *profondità della fondazione*

α = *inclinazione base della fondazione*

G = p*eso specifico del terreno*

B' = *larghezza di fondazione ridotta = B - 2 eB*

L' = *lunghezza di fondazione ridotta = L - 2 eL*

Caratteristiche di carico sulla fondazione:

H = *risultante delle forze orizzontali*

N = *risultante delle forze verticali*

eB = *eccentricità del carico verticale lungo B*

eL = *eccentricità del carico verticale lungo L*

FhB = *forza orizzontale lungo B*

FhL = *forza orizzontale lungo L*

Caratteristiche del terreno di fondazione:

β = *inclinazione terreno a valle*

c = cu = *coesione non drenata (condizioni U)*

c = c' = *coesione drenata (condizioni D)*

Γ = *peso specifico apparente (condizioni U)*

$\Gamma = \Gamma'$ = *peso specifico sommerso (condizioni D)*

$\phi = 0$ = *angolo di attrito interno (condizioni U)*

$\phi = \phi'$ = *angolo di attrito interno (condizioni D)*

Fattori di capacità portante:

$$Nq = \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})\exp(\pi + \tan\phi)$$ (*Prandtl-Caquot-Meyerhof*)

$$Ng = 2(Nq + 1)\tan\phi$$ (*Vesic*)

$$Nc = \frac{Nq - 1}{\tan\phi}$$ in condizioni D (*Reissner-Meyerhof*)

$Nc = 5{,}14$ in condizioni U

Indici di rigidezza (condizioni D):

$$Ir = \frac{G}{c' + q'\tan\phi}$$ = indice di rigidezza

q' = pressione litostatica efficace alla profondità $D + \frac{B}{2}$

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$ = modulo elastico tangenziale

E = modulo elastico normale

μ =coefficiente di *Poisson*

$$Icr = \frac{1}{2}\exp\left[\frac{3{,}3 - 0{,}45\frac{B}{L}}{\tan(45 - \frac{\phi'}{2})}\right]$$ = indice di rigidezza critico

Coefficienti di punzonamento (*Vesic*):

$$Yq = Yg = \exp\left[\left(0{,}6\frac{B}{L} - 4{,}4\right)\tan\phi' + \frac{3{,}07\sin\phi'\log(2Ir)}{1+\sin\phi'}\right]$$ in condizioni drenate, per Ir ≤ Icr

$$Yc = Yq - \frac{1 - Yq}{Nq \times \tan\phi'}$$

Coefficienti di inclinazione del carico (*Vesic*):

$$ig = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot ang\phi'}\right)^{m+1}$$

$$iq = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot\phi'}\right)^{m}$$

$$ic = iq - \frac{1 - iq}{Nc \times \tan\phi'}$$ in condizioni D

$$ic = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times cu \times Nc}$$ in condizioni U

essendo:

$$m = mB\cos^2\Theta + mL sin^2\Theta$$

$$mB = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \qquad mL = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \qquad \Theta = \tan^{-1}\frac{Fh \times B}{Fh \times L}$$

Coefficienti di affondamento del piano di posa (*Brinch-Hansen*):

$$dq = 1 + 2\tan\phi(1 - sin\phi)^2 \operatorname{arctg}\frac{D}{B'}$$ per D > B'

$$dq = 1 + 2\frac{D}{B'}\tan\phi(1 - sin\phi)^2$$ per D ≤ B'

$$dc = dq - \frac{1 - dq}{Nc \times \tan\phi}$$ in condizioni D

$$dc = 1 + 0{,}4 arc\tan\frac{D}{B'}$$ per D > B' in condizioni U

$$dc = 1 + 0{,}4\frac{D}{B'}$$ per D ≤ B' in condizioni U

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

$$bg = \exp(-2{,}7\alpha\tan\phi)$$

$$bc = bq = \exp(-2\alpha\tan\phi)$$ in condizioni D

$$bc = 1 - \frac{\alpha}{147}$$ in condizioni U

$$bq = 1$$ in condizioni U)

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

$$gc = gq = \sqrt{1 - 0{,}5\tan\beta}$$ in condizioni D

$$gc = 1 - \frac{\beta}{147}$$ in condizioni U

$$gq = 1$$ in condizioni U

Coefficienti di forma (*De Beer*):

$$sg = 1 - 0{,}4\frac{B'}{L'}$$

$$sq = 1 + \frac{B'}{L'}\tan\phi$$

$$sc = 1 + \frac{B'}{L'}\frac{Nq}{Nc}$$

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati Khi e Igk, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico Khi e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. Nel caso in cui sia stato attivato il flag per tener conto degli effetti cinematici il valore Igk modifica invece il solo coefficiente Ng; il fattore Ng viene infatti moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.

CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SU PALI

a) Pali resistenti a compressione

Il carico ultimo del palo a compressione risulta:

Qlim = Qpunta + Qlater - Ppalo - Pattr_neg

Qpunta: RESISTENZA ALLA PUNTA

- In terreni coesivi in condizioni non drenate:

$$Qpunta = (Cup \times Nc + \sigma_v) \times Ap \times Rc$$

essendo

Cup = coesione non drenata terreno alla quota della punta

Nc = coeff. di capacità portante = 9

σ_v = tensione verticale totale in punta

Ap = area della punta del palo

Rc = coeff. di *Meyerhof* per le argille S/C

Rc = $\frac{D+1}{2D+1}$ per pali trivellati Rc = $\frac{D+0,5}{2D}$ per pali infissi

D = diametro del palo

- In terreni coesivi in condizioni drenate (secondo *Vesic*):

$$Qpunta = (\mu \times \sigma_v^{'} \times Nq + c' \times Nc) \times Ap$$

essendo

$$\mu = \frac{1+2(1-sin\phi')}{3}$$

$$Nq = \frac{3}{3-sin\phi'} \exp\left[\left((\frac{\pi}{2}-\phi')\tan\phi'\right)\tan^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi'}{2}) \times Irr^{\frac{4sin\phi'}{3(1+sin\phi')}}\right]$$

Irr = indice di rigidezza ridotta

Irr ≈ Ir = indice di rigidezza = $\frac{G}{c'+\sigma_v^{'}\tan\phi'}$

G = modulo elastico di taglio

$\sigma_v^{'}$ = tensione verticale efficace in punta

Nc = (Nq - 1) cot ϕ'

- In terreni incoerenti (secondo *Berezantzev*):

$$Qpunta = \sigma_v^{'} \times \alpha q \times Nq \times Ap$$

essendo

αq = coeff. di riduzione per effetto silos in funzione di L/D

Nq = calcolato con ϕ^* secondo *Kishida*:

$\phi^* = \phi' - 3°$ per pali trivellati

$\phi^* = (\phi' + 40°)/2$ per pali infissi

L = lunghezza del palo

Qlater: RESISTENZA LATERALE

- In terreni coesivi in condizioni non drenate:

$$Qlater = \alpha \times Cum \times As$$

essendo

Cum = coesione non drenata media lungo lo strato

As = area della superficie laterale del palo

α = coeff. riduttivo in funzione delle modalità esecutive:

- per pali infissi:

$\alpha = 1$ per Cu $\leq$ 25 kPa (0,25 kg/cm^2)

$\alpha = 1\text{-}0{,}011(Cu\text{-}25)$ per 25 < Cu < 70 kPa

$\alpha = 0{,}5$ per Cu $\geq$ 70 kPa (0,70 kg/cm^2)

- per pali trivellati:

$\alpha = 0{,}7$ per Cu $\leq$ 25 kPa (0,25 kg/cm^2)

$\alpha = 0{,}7\text{-}0{,}008(Cu\text{-}25)$ per 25 < Cu < 70 kPa

$\alpha = 0{,}35$ per Cu $\geq$ 70 kPa (0,70 kg/cm^2)

- In terreni coesivi in condizioni drenate:

$$Qlater = (1 - sin\phi') \cdot \sigma_v'(z) \cdot \mu \cdot As$$

essendo

$\sigma_v'(z)$ = tensione verticale efficace lungo il fusto del palo

μ = coefficiente di attrito:

$\mu = \tan \phi'$ per pali trivellati

$\mu = \tan (3/4 \cdot \phi')$ per pali infissi prefabbricati

- In terreni incoerenti:

$$Qlater = K \cdot \sigma_v'(z) \cdot \mu \cdot As$$

essendo

$\sigma_v'(z)$ = tensione verticale efficace lungo il fusto del palo

K = coefficiente di spinta:

$K = (1 - \sin \phi')$ per pali trivellati

$K = 1$ per pali infissi

μ = coefficiente di attrito:

$\mu = \tan\phi'$ per pali trivellati

$\mu = \tan(3/4 \cdot \phi')$ per pali infissi prefabbricati

Pp: PESO DEL PALO

Pattr_neg: CARICO DA ATTRITO NEGATIVO

Pattr_neg = 0 in terreni coesivi in condizioni non drenate

Pattr_neg = $As \times \beta \times \sigma_m'$ in terreni incoerenti o coesivi in condizioni drenate

essendo

β = coeff. di *Lambe*

σ_m' = pressione verticale efficace media lungo lo strato deformabile

Il carico ammissibile risulta pari a:

$$Qamm = \left(\frac{Qpunta}{\mu_P} + \frac{Qlater - Ppalo - Pattr_neg}{\mu_L} \right) \times Eg$$

dove:

μ_P = coefficiente di sicurezza del palo per resistenza di punta (≥ 3)

μ_L = coefficiente di sicurezza del palo per resistenza laterale ($\geq 2{,}5$)

Eg = coefficiente di efficienza dei pali in gruppo:

- in terreni coesivi:

a) per plinti rettangolari (secondo *Converse-La Barre*):

$$Eg = 1 - arc\tan\frac{D}{i} \cdot \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

con

m = numero delle file dei pali nel gruppo

n = numero di pali per ciascuna fila

i = interasse fra i pali

b) per plinti triangolari (secondo *Barla*):

$$Eg = 1 - arc\tan\frac{D}{i} \cdot 7.05E-03$$

c) per plinti rettangolari a cinque pali (secondo *Barla*):

$$Eg = 1 - arc\tan\frac{D}{i} \cdot 10.85E-03$$

- in terreni incoerenti:

Eg = 1 per pali infissi

Eg = 2/3 per pali trivellati

b) Pali resistenti a trazione

- Il carico ultimo del palo a trazione vale:

$$Qlim = Qlater + Ppalo$$

- Il carico ammissibile risulta invece pari a:

$$Qamm = Qlim / \mu L$$

CEDIMENTI DEI PALI

La verifica in condizione di esercizio, prevede la stima dei cedimenti sia del singolo palo che dell'interazione tra di loro.

Per la determinazione del cedimento del singolo palo, si è utilizzato il ***metodo analitico approssimato*** di *Randolph e Wroth* che considera il palo immerso in un mezzo elastico, valutando la rigidezza del complesso palo – terreno. Indicando con G_L, G_b e $\overline{G}$ il valore del modulo di elasticità tangenziale, rispettivamente alla base palo, al di sotto della base del palo e il valore medio lungo la profondità del palo; con E_p il modulo di elasticità del palo di fondazione, il quale dipende dalla qualità di cemento; i due autori hanno desunto tale relazione:

$$\frac{Q}{w \cdot r_0 \cdot G_L} = \frac{\frac{4}{1-\upsilon} \cdot \frac{\eta}{\xi} + \frac{2\pi\rho}{\zeta} \cdot \frac{tgh(\mu L)}{\mu L} \cdot \frac{L}{r_0}}{1 + \frac{1}{\pi\lambda} \cdot \frac{4}{1-\upsilon} \cdot \frac{\eta}{\xi} \cdot \frac{tgh(\mu L)}{\mu L} \cdot \frac{L}{r_0}}$$

nella quale appaiono i seguenti parametri adimensionali:

$\eta = \frac{r_b}{r_o}$ per pali a base allargata;

$\xi = \frac{G_L}{G_b}$ per pali poggianti su di uno strato ad elevata rigidezza;

$\rho = \frac{\overline{G}}{G_L}$ per pali immersi in un terreno con rigidezza variabile;

$\lambda = \frac{E_p}{G_L}$ rigidezza relativa palo-terreno;

$$\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right); \qquad \mu L = \sqrt{\frac{2}{\zeta\lambda}} \cdot \frac{L}{r_o}.$$

Il termine r_m all'interno dell'espressione di ζ risulta essere il cosiddetto "raggio magico" che rappresenta quella distanza dall'asse del palo oltre il quale non si risentono più degli effetti in termini di deformazioni dovuti al carico applicato sul palo considerato (una sorta di distanza di estinzione); esso può essere valutato tramite la seguente formula:

$$r_m = L \cdot \{0.25 + [2.5 \cdot \rho \cdot (1-\nu) - 0.25] \cdot \xi\}$$

Per la valutazione dell'effetto in gruppo, si utilizzerà il ***metodo empirico***, secondo il quale il cedimento del gruppo di pali è esprimibile come prodotto tra il cedimento del palo singolo w_s per un coefficiente di amplificazione R_s ($Rs = R_g \cdot n$) che dipende da fattori geometrici (numero dei pali e rapporto s/d):

$$w = w_s \cdot R_s = w_s \cdot R_g \cdot n$$

Sulla base di risultati sperimentali, Randolph e Mandolini hanno introdotto un parametro:

$$R = \sqrt{\frac{n \cdot s}{L}}$$

in cui n è il numero di pali del gruppo, s è l'interasse tra i pali ed L è la lunghezza dei pali.

In seguito gli autori hanno mostrato che vi è un legame tra R ed R_g e dai risultati sperimentali su opere in vera grandezza è risultato che il valore massimo di R_g rilevato è esprimibile tramite la relazione:

$$R_{g,\max} = \frac{0,5}{R} + \frac{0,13}{R^2};$$

d

a ciò ne deriva che il cedimento massimo è esprimibile tramite la seguente relazione:

$$w_{\max} = w_s \cdot R_{g,\max} \cdot n$$

Inoltre si è rilevato che il cedimento più probabile può essere calcolato con la relazione sottostante:

$$w_{prob} = 0,3 \cdot w_s \cdot n \cdot R^{-1,2}$$

Per quanto riguarda i cedimenti differenziali gli autori forniscono una relazione per conoscere i cedimenti differenziali massimi:

$$\Delta w_{\max} = w_{prob} \cdot 0{,}36 \cdot R^{0,32}$$

CAPACITÀ PORTANTE DELLE PLATEE

La verifica agli S.L.U. delle platee di fondazione risulta particolarmente difficoltosa poiché tali fondazioni spesso hanno forme non rettangolari e pertanto non è possibile valutarne la capacità portante attraverso le classiche formule della geotecnica.

Per potere valutare la portanza delle platee si è quindi implementato un tipo di verifica in cui la fondazione viene modellata per intero (potendo essere costituita, nella forma più generale, da travi rovesce, plinti, pali e platee).

In particolare, gli elementi strutturali vengono modellati in campo elastico lineare, mentre il terreno viene modellato come un letto di molle:

a) lineari elastiche e non reagenti a trazione per le platee;

b) molle non lineari elasto-plastiche non reagenti a trazione per le travi *Winkler* ed i plinti diretti.

Per le molle elastiche delle platee viene calcolato anche il limite elastico, al fine di bloccare il calcolo del moltiplicatore dei carichi qualora venga raggiunto tale limite.

Il legame di tipo elastico reagente a sola compressione è ottenuto utilizzando come rigidezza all'origine la costante di *Winkler* del terreno. Il modello così ottenuto è in grado di tenere in conto dell'eterogeneità del terreno in maniera puntuale. Su tale modello viene quindi condotta un'analisi non lineare a controllo di forza immettendo le forze agenti sulla fondazione.

Il calcolo viene interrotto quando le molle delle platee attingono al loro limite elastico o qualora venga raggiunto uno stato di incipiente formazione di cerniere plastiche nelle travi *Winkler*. In corrispondenza a tali eventi viene calcolato il moltiplicatore dei carichi.

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Il calcolo viene eseguito sulla base della conoscenza delle tensioni nel sottosuolo.

$$\mu = \int \frac{\sigma(z)}{E} dz$$

essendo

E = modulo elastico o edometrico

$\sigma(z)$ = tensione verticale nel sottosuolo dovuta all'incremento di carico q

La distribuzione delle tensioni verticali viene valutata secondo l'espressione di *Steinbrenner*, considerando la pressione agente uniformemente su una superficie rettangolare di dimensioni B e L:

$$\sigma(z) = \frac{q}{4\pi}\left[\frac{2\times M\times N\times\sqrt{V}\times(V+1)}{V(V+V1)} + \left|arc\tan\frac{2\times M\times N\times\sqrt{V}}{V-V1}\right|\right]$$

con:

M = B / z

N = L / z

$V = M^2 + N^2 + 1$

$V1 = (M \times N)^2$

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2018 7.11.5.3.1)

La verifica consiste nel controllare che la componente permanente degli spostamenti indotti dal sisma sia compatibile con la prestazione SLD della sovrastruttura.

Per determinare gli spostamenti permanenti post-sisma nel terreno si effettua una analisi non lineare del sistema fondazione-terreno modellando il terreno con un sistema di molle con legame costitutivo P-Y di tipo iperbolico, mediante le seguenti formule:

$$p(u) = \frac{u}{\frac{1}{E_s} + \frac{u}{p_u}}$$

essendo:

- p(u) : pressione di contatto
- u: cedimento non lineare
- Es: rigidezza tangente all'origine del terreno valutato come ue/p ovvero come rapporto del cedimento elastico istantaneo e la pressione di contatto che lo provoca
- pu: pressione ultima del terreno valutato per i valori caratteristici del terreno

Lo spostamento permanente sarà quindi lo spostamento complessivo depurato della parte reversibile elastica:

$$u_r = u(p) - \frac{p}{E_s}$$

Tali spostamenti permanenti si determinano quindi come segue:

- si implementa il sistema fondazione + terreno non lineare secondo il modello sopra descritto;

- si esegue il calcolo non lineare del sistema fondazione-terreno imponendo i carichi dello SLD;

- si portano a zero i carichi esterni e si valutano gli spostamenti residui (che sono appunto i cedimenti permanenti SLD cercati).

La verifica di compatibilità degli spostamenti viene quindi effettuata dal progettista in funzione delle caratteristiche della struttura e delle prestazioni assegnate ovvero utilizzando un riferimento tecnico riconosciuto dalla NTC 2018 quali UNI EN 2007, FEMA 27X, Circolari applicative, linee guida, etc…

A. POZZETTO IN VIA TERRAGNETA - NODO O1

DATI GENERALI			
COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA			
	TABELLA M1	TABELLA M2	
Tangente Resist. Taglio	1,00		
Peso Specifico	1,00		
Coesione Efficace (c'k)	1,00		
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1,00		
Tipo Approccio	Combinazione Unica: (A1+M1+R3)		
Tipo di fondazione	Su Pali Ad Elica		
	COEFFICIENTE R1	COEFFICIENTE R2	COEFFICIENTE R3
Capacita' Portante			2,30
Scorrimento			1,10
Resist. alla Base			1,30
Resist. Lat. a Compr.			1,15
Resist. Lat. a Traz.			1,25
Carichi Trasversali			1,30
Fattore di correlazione CSI per il calcolo di Rk pali			1,70

CRITERI DI PROGETTO GEOTECNICI - FONDAZIONI SUPERFICIALI

IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO						IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO						IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO					
Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)		Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)		Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)
1	1,95	3,18	2,88	0	0		2	1,00	3,18	2,88	0	0								

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE - SLU

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE

Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf t/mq	Coeff Ks	Coef Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
1	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	26,29	OK
2	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	25,88	OK
3	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	24,54	OK
4	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	25,73	OK
5	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	25,18	OK
6	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	24,03	OK

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE - SLD

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE

Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf t/mq	Coeff Ks	Coef Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
1	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/16	18,09	OK
2	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/23	16,83	OK
3	0,3	2																			
	2,9	2																			

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE - SLD

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE

Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf t/mq	Coeff Ks	Coef Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
	10,3	3															32,50	19,87	A1/6	17,38	OK
4	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/11	17,81	OK
5	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/27	16,59	OK
6	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	18,74	OK

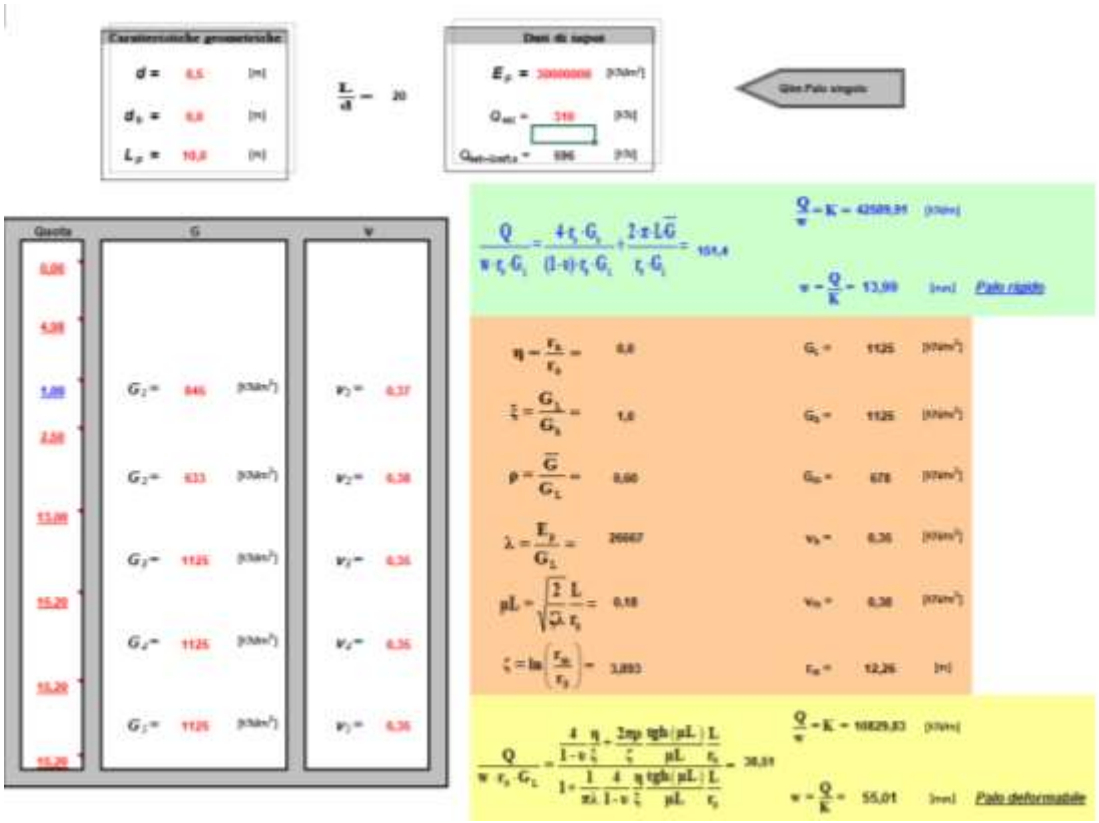
PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE

PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE

Filo N.	Int. cm	Comb.	Q t	Coeff Grupp	Qlim t	Qeser. t	Coeff Sicur	Verifica
5		A1/25	20,000	1,00	15,38	2,93	5,24	OK
7		A1/15	20,000	1,00	15,38	2,49	6,17	OK
9		A1/34	20,000	1,00	15,38	2,46	6,26	OK

PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE

Filo N.	Int. cm	Comb.	Q t	Coeff Grupp	Qlim t	Qeser. t	Coeff Sicur	Verifica
6		A1/9	20,000	1,00	15,38	2,50	6,15	OK
8		A1/25	20,000	1,00	15,38	2,96	5,19	OK
10		A1/31	20,000	1,00	15,38	2,40	6,42	OK



B. POZZETTO IN VIA TERRAGNETA – NODO 01.4

DATI GENERALI

COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA

	TABELLA M1	TABELLA M2
Tangente Resist. Taglio	1,00	
Peso Specifico	1,00	
Coesione Efficace (c'k)	1,00	
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1,00	
Tipo Approccio	Combinazione Unica: (A1+M1+R3)	
Tipo di fondazione	Su Pali Ad Elica	

	COEFFICIENTE R1	COEFFICIENTE R2	COEFFICIENTE R3
Capacita' Portante			2,30
Scorrimento			1,10
Resist. alla Base			1,30
Resist. Lat. a Compr.			1,15
Resist. Lat. a Traz.			1,25
Carichi Trasversali			1,30
Fattore di correlazione CSI per il calcolo di Rk pali			1,70

CRITERI DI PROGETTO GEOTECNICI - FONDAZIONI SUPERFICIALI

IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO						IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO						IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO					
Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)		Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)		Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)
1	1,95	3,80	3,50	0	0		2	1,95	3,80	3,50	0	0								

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE - SLU

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE

Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf t/mq	Coeff Ks	Coef Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
1	0,3	2																			
	2,4	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/34	29,94	OK
2	0,3	2																			
	2,4	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	28,48	OK
3	0,3	2																			
	2,4	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/24	29,14	OK
4	0,3	2																			
	2,4	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/29	29,33	OK
5	0,3	2																			
	2,4	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/22	26,97	OK
6	0,3	2																			
	2,4	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/19	28,32	OK

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE - SLD

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE

Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf t/mq	Coeff Ks	Coef Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
1	0,3	2																			
	2,4	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/32	23,99	OK
2	0,3	2																			
	2,4	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/32	22,88	OK
3	0,3	2																			
	2,4	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/22	23,15	OK
4	0,3	2																			
	2,4	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/27	23,32	OK

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE - SLD

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE

Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf t/mq	Coeff Ks	Coef Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
5	0,3	2																			
	2,4	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/20	22,08	OK
6	0,3	2																			
	2,4	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/17	22,37	OK

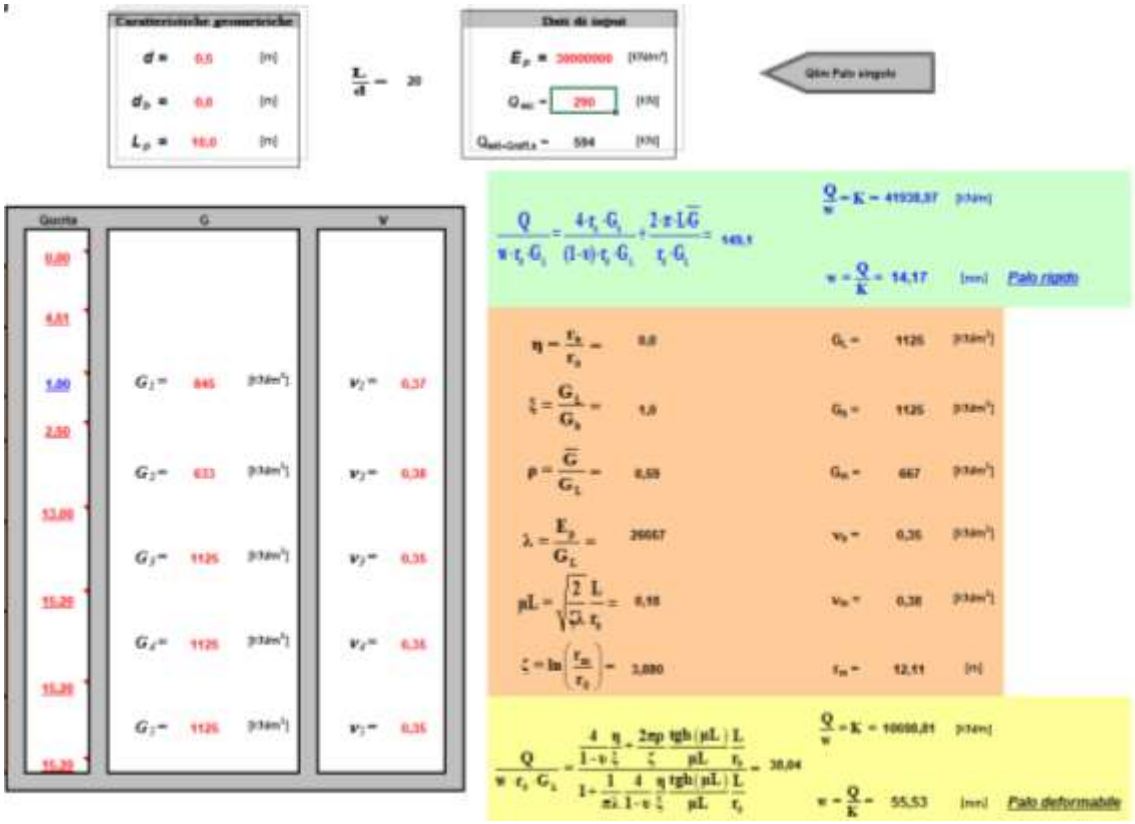
PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE

PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE

Filo N.	Int. cm	Comb.	Q t	Coeff Grupp	Qlim t	Qeser. t	Coeff Sicur	Verifica
5		A1/25	20,000	1,00	15,38	3,34	4,61	OK
7		A1/31	20,000	1,00	15,38	2,95	5,21	OK
9		A1/34	20,000	1,00	15,38	2,83	5,44	OK

PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE

Filo N.	Int. cm	Comb.	Q t	Coeff Grupp	Qlim t	Qeser. t	Coeff Sicur	Verifica
6		A1/25	20,000	1,00	15,38	2,83	5,44	OK
8		A1/34	20,000	1,00	15,38	3,21	4,79	OK
10		A1/31	20,000	1,00	15,38	2,93	5,25	OK



C. POZZETTO IN VIA TRAVERSA BOTTATO – N1

DATI GENERALI

COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA

	TABELLA M1	TABELLA M2
Tangente Resist. Taglio	1,00	
Peso Specifico	1,00	
Coesione Efficace (c'k)	1,00	
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1,00	
Tipo Approccio	Combinazione Unica: (A1+M1+R3)	
Tipo di fondazione	Su Pali Ad Elica	

	COEFFICIENTE R1	COEFFICIENTE R2	COEFFICIENTE R3
Capacita' Portante			2,30
Scorrimento			1,10
Resist. alla Base			1,30
Resist. Lat. a Compr.			1,15
Resist. Lat. a Traz.			1,25
Carichi Trasversali			1,30
Fattore di correlazione CSI per il calcolo di Rk pali			1,70

CRITERI DI PROGETTO GEOTECNICI - FONDAZIONI SUPERFICIALI

IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO						IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO						IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO					
Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)		Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)		Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)
1	1,95	3,56	3,26	0	0		2	1,95	3,56	3,26	0	0								

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE - SLU

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE

Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf t/mq	Coeff Ks	Coef Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
1	0,3	2																			
	2,6	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	29,06	OK
2	0,3	2																			
	2,6	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	28,77	OK
3	0,3	2																			
	2,6	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	28,61	OK
4	0,3	2																			
	2,6	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	27,30	OK
5	0,3	2																			
	2,6	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	27,16	OK
6	0,3	2																			
	2,6	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	28,37	OK

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE - SLD

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE

Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf t/mq	Coeff Ks	Coef Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
1	0,3	2																			
	2,6	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/29	19,85	OK
2	0,3	2																			
	2,6	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/23	19,68	OK
3	0,3	2																			
	2,6	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/10	18,27	OK
4	0,3	2																			
	2,6	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/26	19,19	OK

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE - SLD

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE

Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf t/mq	Coeff Ks	Coef Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
5	0,3	2																			
	2,6	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/20	19,19	OK
6	0,3	2																			
	2,6	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/6	18,21	OK

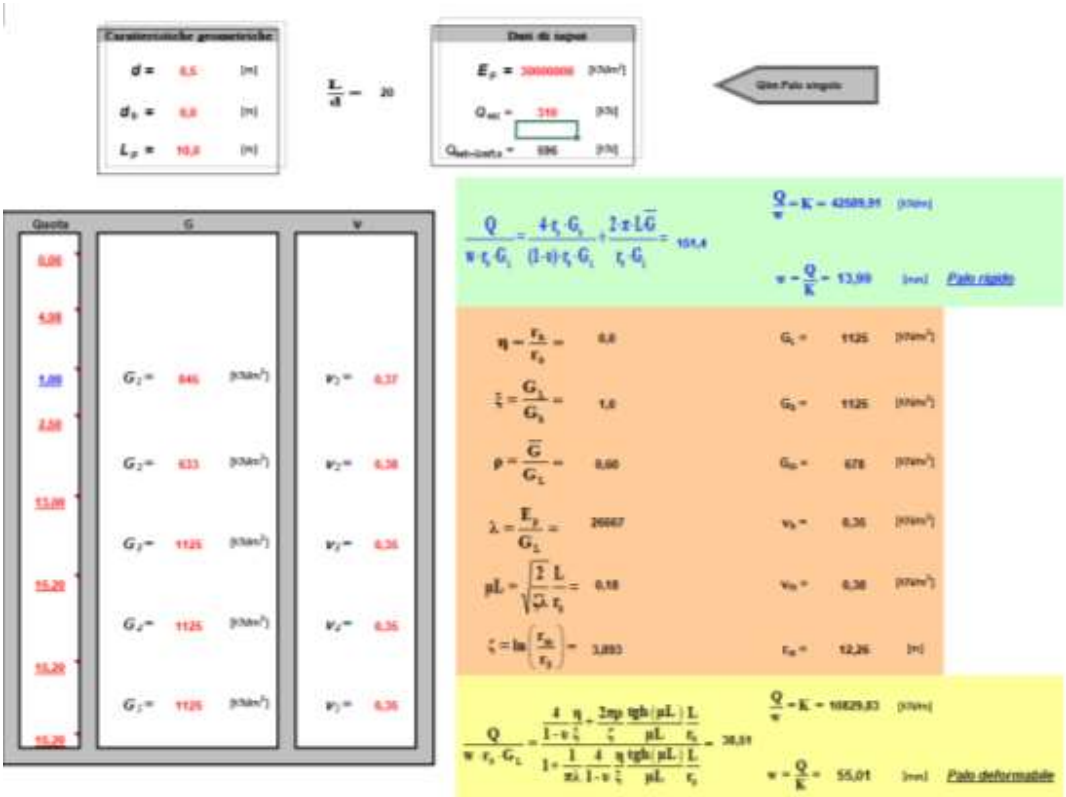
PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE

PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE

Filo N.	Int. cm	Comb.	Q t	Coeff Grupp	Qlim t	Qeser. t	Coeff Sicur	Verifica
5		A1/13	20,000	1,00	15,38	3,63	4,24	OK
7		A1/29	20,000	1,00	15,38	3,05	5,04	OK
9		A1/19	20,000	1,00	15,38	2,95	5,21	OK

PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE

Filo N.	Int. cm	Comb.	Q t	Coeff Grupp	Qlim t	Qeser. t	Coeff Sicur	Verifica
6		A1/13	20,000	1,00	15,38	3,56	4,32	OK
8		A1/22	20,000	1,00	15,38	3,02	5,09	OK
10		A1/19	20,000	1,00	15,38	2,97	5,18	OK



D. POZZETTO IN VIA MAGENTA – M3

DATI GENERALI

COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA

	TABELLA M1	TABELLA M2
Tangente Resist. Taglio	1,00	
Peso Specifico	1,00	
Coesione Efficace (c'k)	1,00	
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1,00	
Tipo Approccio	Combinazione Unica: (A1+M1+R3)	
Tipo di fondazione	Su Pali Ad Elica	

	COEFFICIENTE R1	COEFFICIENTE R2	COEFFICIENTE R3
Capacita' Portante			2,30
Scorrimento			1,10
Resist. alla Base			1,30
Resist. Lat. a Compr.			1,15
Resist. Lat. a Traz.			1,25
Carichi Trasversali			1,30
Fattore di correlazione CSI per il calcolo di Rk pali			1,70

CRITERI DI PROGETTO GEOTECNICI - FONDAZIONI SUPERFICIALI

IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO						IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO						IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO					
Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)		Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)		Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)	
1	2,10	3,34	3,04	0	0		2	2,10	3,34	3,04	0	0								

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE - SLU

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE

Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf t/mq	Coeff Ks	Coef Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
1	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	26,14	OK
2	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	26,65	OK
3	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	26,63	OK
4	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	26,85	OK
5	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	27,63	OK
6	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	27,46	OK

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE - SLD

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE

Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf t/mq	Coeff Ks	Coef Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
1	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/16	18,72	OK
2	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/23	17,42	OK
3	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/6	18,86	OK
4	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/11	18,96	OK

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE - SLD

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE

Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf t/mq	Coeff Ks	Coef Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
5	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/26	17,80	OK
6	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	20,68	OK

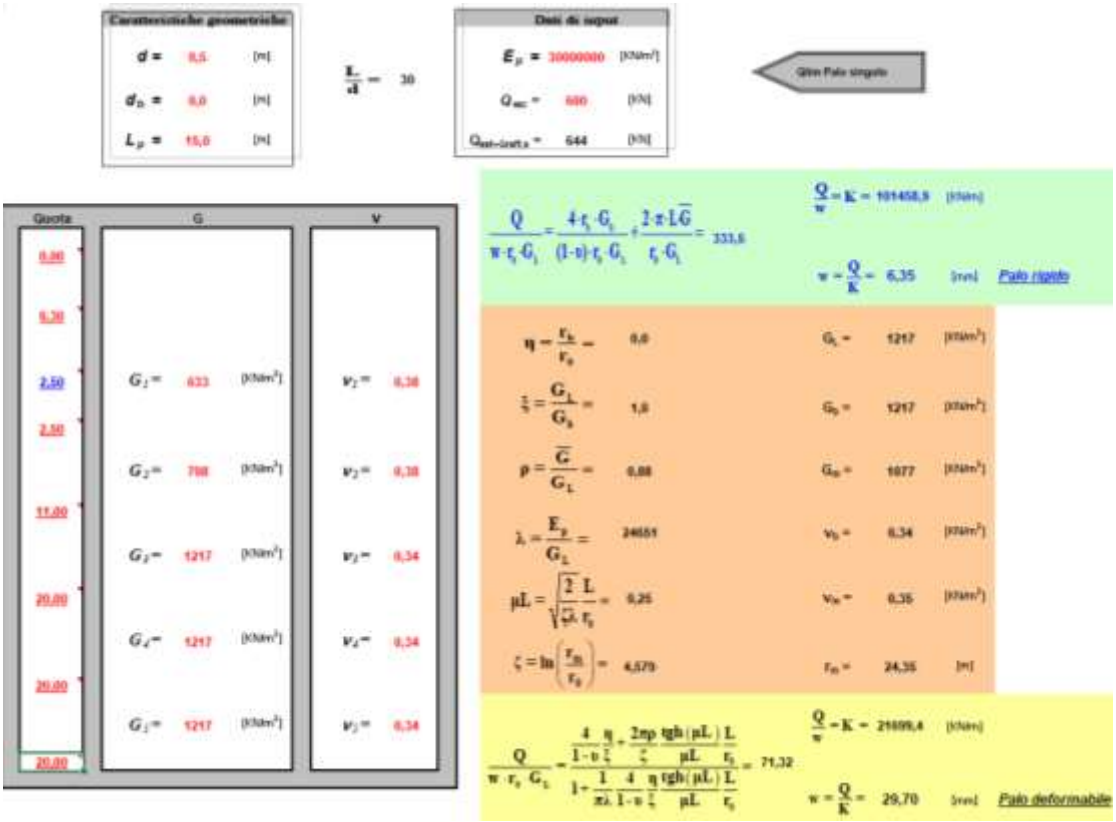
PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE

PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE

Filo N.	Int. cm	Comb.	Q t	Coeff Grupp	Qlim t	Qeser. t	Coeff Sicur	Verifica
5		A1/34	20,000	1,00	15,38	2,79	5,51	OK
7		A1/28	20,000	1,00	15,38	2,93	5,24	OK
9		A1/12	20,000	1,00	15,38	2,78	5,53	OK

PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE

Filo N.	Int. cm	Comb.	Q t	Coeff Grupp	Qlim t	Qeser. t	Coeff Sicur	Verifica
6		A1/31	20,000	1,00	15,38	2,56	6,01	OK
8		A1/18	20,000	1,00	15,38	3,00	5,13	OK
10		A1/12	20,000	1,00	15,38	3,02	5,09	OK



E. POZZETTO IN VIA MORTELLETO – NODO L4.1'

DATI GENERALI

COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA			
	TABELLA M1		TABELLA M2
Tangente Resist. Taglio	1,00		
Peso Specifico	1,00		
Coesione Efficace (c'k)	1,00		
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1,00		
Tipo Approccio	Combinazione Unica: (A1+M1+R3)		
Tipo di fondazione	Su Pali Ad Elica		
	COEFFICIENTE R1	COEFFICIENTE R2	COEFFICIENTE R3
Capacita' Portante			2,30
Scorrimento			1,10
Resist. alla Base			1,30
Resist. Lat. a Compr.			1,15
Resist. Lat. a Traz.			1,25
Carichi Trasversali			1,30
Fattore di correlazione CSI per il calcolo di Rk pali			1,70

IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO						IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO						IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO					
Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)		Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)		Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)
1	2,10	3,16	2,86	0	0		2	2,10	3,16	2,86	0	0								

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE - SLU

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE

Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf t/mq	Coeff Ks	Coef Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
1	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	25,86	OK
2	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	26,43	OK
3	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	26,34	OK
4	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	26,51	OK
5	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	27,34	OK
6	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	27,12	OK

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE - SLD

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE

Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf t/mq	Coeff Ks	Coef Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
1	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/16	17,97	OK
2	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/23	17,07	OK
3	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/6	18,11	OK
4	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/11	18,17	OK

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE - SLD

PORTANZA PALI IN CONDIZIONI DRENATE

Plin N.ro	Quot m	St Nr	SgmEf t/mq	Coeff Ks	Coef Attr	Fi° rid.	Rig. rid.	AlfaQ Berez	EtaV Vesic	Coeff. Nq	Coeff. Nc	QultP (t)	QultL (t)	Peso (t)	Qneg (t)	Eff.	QlimCmp (t)	QlimTrz (t)	Comb.	QPalo (t)	Status Verif.
5	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/26	17,41	OK
6	0,3	2																			
	2,9	2																			
	10,3	3															32,50	19,87	A1/1	19,90	OK

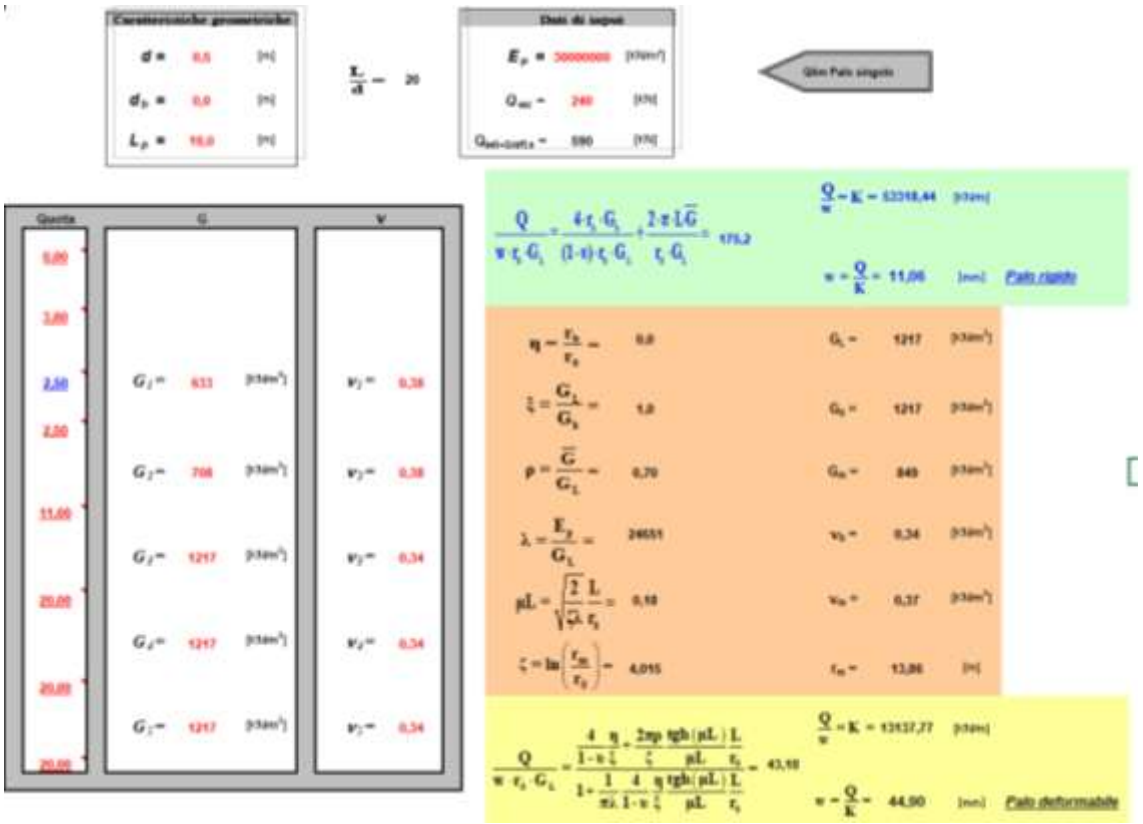
PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE

PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE

Filo N.	Int. cm	Comb.	Q t	Coeff Grupp	Qlim t	Qeser. t	Coeff Sicur	Verifica
5		A1/22	20,000	1,00	15,38	2,80	5,50	OK
7		A1/28	20,000	1,00	15,38	2,93	5,26	OK
9		A1/12	20,000	1,00	15,38	2,72	5,66	OK

PORTANZA PALI A CARICO ORTOGONALE

Filo N.	Int. cm	Comb.	Q t	Coeff Grupp	Qlim t	Qeser. t	Coeff Sicur	Verifica
6		A1/19	20,000	1,00	15,38	2,52	6,10	OK
8		A1/6	20,000	1,00	15,38	2,90	5,30	OK
10		A1/28	20,000	1,00	15,38	2,99	5,14	OK



F. CAMERA DI SPINTA ATTRAVERSAMENTO AUTOSTRADA A3 IN II TRAVERSA PLINIO – TRATTO G7.1-G7.2

DATI GENERALI

COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA	TABELLA M1	TABELLA M2
Tangente Resist. Taglio	1,00	
Peso Specifico	1,00	
Coesione Efficace (c'k)	1,00	
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1,00	
Tipo Approccio	Combinazione Unica: (A1+M1+R3)	
Tipo di fondazione	Superficiale	

	COEFFICIENTE R1	COEFFICIENTE R2	COEFFICIENTE R3
Capacita' Portante			2,30
Scorrimento			1,10

CRITERI DI PROGETTO GEOTECNICI - FONDAZIONI SUPERFICIALI

IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO						IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO						IDEN	CARATTERISTICHE DI SITO					
Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)		Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)		Crit N.ro	Falda (m)	Affond (m)	Ricopr (m)	Pend.X (grd)	Pend.Y (Grd)
1	2,10	2,70	2,40	0	0		2	2,10	2,70	2,40	0	0								

COORDINATE NODI3D PLATEA

IDENT.	POSIZIONE NODO			IDENT.	POSIZIONE NODO			IDENT.	POSIZIONE NODO			IDENT.	POSIZIONE NODO		
Nodo3d N.ro	Coord.X (m)	Coord.Y (m)	Coord.Z (m)	Nodo3d N.ro	Coord.X (m)	Coord.Y (m)	Coord.Z (m)	Nodo3d N.ro	Coord.X (m)	Coord.Y (m)	Coord.Z (m)	Nodo3d N.ro	Coord.X (m)	Coord.Y (m)	Coord.Z (m)
1	0,00	0,00	0,00	2	1,20	0,00	0,00	3	2,40	0,00	0,00	4	3,60	0,00	0,00
5	4,80	0,00	0,00	6	6,00	0,00	0,00	22	6,00	0,93	0,00	23	6,00	1,85	0,00
24	6,00	2,78	0,00	25	6,00	3,70	0,00	37	0,00	3,70	0,00	39	0,80	2,28	0,00
41	0,80	1,42	0,00	43	4,80	3,70	0,00	44	3,60	3,70	0,00	45	2,40	3,70	0,00
46	1,20	3,70	0,00	47	0,40	2,99	0,00	48	0,40	0,71	0,00	49	3,00	1,00	0,00
50	2,00	1,00	0,00	51	2,00	2,00	0,00	52	3,00	2,00	0,00	53	2,00	3,00	0,00
54	3,00	3,00	0,00	55	4,00	2,00	0,00	56	4,00	1,00	0,00	57	5,00	2,00	0,00
58	5,00	1,00	0,00	59	4,00	3,00	0,00	60	5,00	3,00	0,00	61	0,00	1,85	0,00
62	0,00	0,93	0,00	63	1,00	1,00	0,00	64	0,00	2,78	0,00	65	1,00	3,00	0,00

GEOMETRIA PLATEA

Shell N.ro	Nodo 1	Nodo 2	Nodo 3	Nodo 4	Sez Nro	Shell N.ro	Nodo 1	Nodo 2	Nodo 3	Nodo 4	Sez Nro	Shell N.ro	Nodo 1	Nodo 2	Nodo 3	Nodo 4	Sez Nro	Shell N.ro	Nodo 1	Nodo 2	Nodo 3	Nodo 4	Sez Nro
30	49	52	51	50	3	31	52	54	53	51	3	32	52	49	56	55	3	33	57	55	56	58	3
34	54	52	55	59	3	35	57	60	59	55	3	36	41	61	62	48	3	37	2	3	50	63	3
38	51	39	41	50	3	39	64	61	39	47	3	40	53	45	46	65	3	41	49	50	3	4	3
42	5	58	56	4	3	43	58	22	23	57	3	44	57	23	24	60	3	45	43	44	59	60	3
46	48	1	2	63	3	47	65	39	51	53	3	48	46	37	47	65	3	49	6	22	58	5	3
50	60	24	25	43	3	51	54	44	45	53	3	52	1	48	62	62	3	53	41	63	50	50	3
54	41	48	63	63	3	55	61	41	39	39	3	56	47	37	64	64	3	57	39	65	47	47	3
58	49	4	56	56	3	59	59	44	54	54	3												

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO - CONDIZIONI DRENATE

IDENTIFICATIVO			RISULTATI								
Combinazione N.ro	Tipo Elem.	Elem N.ro	N (t)	Tg(fi)/ Gfi/Gr	C/Gc/Gr t/mq	Area mq	Vres (t)	Fh (t)	Verifica Locale	S(Vres) (t)	S(Fh) (t)	Verifica Globale
A1 / 20	PIASTRA	1	1,27	0,244	0,00	0,250	0,31	0,16	OK	0,31	0,16	
	PIASTRA	2	2,18	0,244	0,00	0,464	0,53	0,28	OK	0,84	0,45	
	PIASTRA	3	2,38	0,244	0,00	0,550	0,58	0,31	OK	1,42	0,76	
	PIASTRA	4	2,83	0,244	0,00	0,717	0,69	0,37	OK	2,11	1,12	
	PIASTRA	5	1,94	0,244	0,00	0,541	0,47	0,25	OK	2,58	1,38	
	PIASTRA	6	0,85	0,244	0,00	0,266	0,21	0,11	OK	2,79	1,49	
	PIASTRA	22	1,63	0,244	0,00	0,506	0,40	0,21	OK	3,19	1,70	
	PIASTRA	23	1,54	0,244	0,00	0,481	0,38	0,20	OK	3,56	1,90	
	PIASTRA	24	1,48	0,244	0,00	0,461	0,36	0,19	OK	3,92	2,09	
	PIASTRA	25	0,71	0,244	0,00	0,221	0,17	0,09	OK	4,10	2,18	
	PIASTRA	37	1,11	0,244	0,00	0,220	0,27	0,14	OK	4,37	2,33	
	PIASTRA	39	4,05	0,244	0,00	0,844	0,99	0,53	OK	5,35	2,85	
	PIASTRA	41	3,14	0,244	0,00	0,654	0,77	0,41	OK	6,12	3,26	
	PIASTRA	43	1,48	0,244	0,00	0,413	0,36	0,19	OK	6,48	3,45	
	PIASTRA	44	1,98	0,244	0,00	0,502	0,48	0,26	OK	6,96	3,71	
	PIASTRA	45	1,66	0,244	0,00	0,385	0,40	0,22	OK	7,37	3,92	
	PIASTRA	46	1,64	0,244	0,00	0,351	0,40	0,21	OK	7,77	4,14	
	PIASTRA	47	2,12	0,244	0,00	0,431	0,52	0,28	OK	8,28	4,41	
	PIASTRA	48	2,18	0,244	0,00	0,441	0,53	0,28	OK	8,81	4,69	
	PIASTRA	49	3,80	0,244	0,00	0,942	0,93	0,49	OK	9,74	5,19	
	PIASTRA	50	5,04	0,244	0,00	1,149	1,23	0,65	OK	10,97	5,84	
	PIASTRA	51	4,43	0,244	0,00	1,019	1,08	0,58	OK	12,05	6,42	
	PIASTRA	52	4,00	0,244	0,00	1,000	0,97	0,52	OK	13,02	6,93	
	PIASTRA	53	3,84	0,244	0,00	0,875	0,94	0,50	OK	13,96	7,43	
	PIASTRA	54	3,29	0,244	0,00	0,809	0,80	0,43	OK	14,76	7,86	
	PIASTRA	55	3,71	0,244	0,00	1,000	0,90	0,48	OK	15,66	8,34	
	PIASTRA	56	3,53	0,244	0,00	0,942	0,86	0,46	OK	16,52	8,80	
	PIASTRA	57	3,39	0,244	0,00	0,981	0,83	0,44	OK	17,34	9,24	
	PIASTRA	58	3,58	0,244	0,00	1,031	0,87	0,47	OK	18,22	9,70	
	PIASTRA	59	3,05	0,244	0,00	0,809	0,74	0,40	OK	18,96	10,10	
	PIASTRA	60	3,15	0,244	0,00	0,904	0,77	0,41	OK	19,73	10,51	
	PIASTRA	61	1,98	0,244	0,00	0,392	0,48	0,26	OK	20,21	10,76	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO - CONDIZIONI DRENATE

IDENTIFICATIVO			RISULTATI									
Combinazione N.ro	Tipo Elem.	Elem N.ro	N (t)	Tg(fi)/ Gfi/Gr	C/Gc/Gr t/mq	Area mq	Vres (t)	Fh (t)	Verifica Locale	S(Vres) (t)	S(Fh) (t)	Verifica Globale
	PIASTRA	62	1,01	0,244	0,00	0,200	0,25	0,13	OK	20,46	10,89	
	PIASTRA	63	2,77	0,244	0,00	0,585	0,68	0,36	OK	21,13	11,25	
	PIASTRA	64	1,01	0,244	0,00	0,200	0,25	0,13	OK	21,38	11,39	
	PIASTRA	65	3,14	0,244	0,00	0,663	0,76	0,41	OK	22,14	11,79	OK

PORTANZA GLOBALE PIASTRE - MOLTIPLICATORI DI COLLASSO - SLU

	DRENATE				NON DRENATE				RISULTATI	
Comb N.ro	Risult (t)	Resist (t)	Moltipl. Collasso	%Pl. Moll	Risult (t)	Resist (t)	Moltipl. Collasso	%Pl. Moll	Moltipl. Minimo	STATUS (m)
A2 / 1	131	131	1,000	0					1,000	OK
A2 / 2	131	131	1,000	0						OK
A2 / 3	91	91	1,000	0						OK
A2 / 4	91	91	1,000	0						OK
A2 / 5	91	91	1,000	0						OK
A2 / 6	91	91	1,000	0						OK
A2 / 7	91	91	1,000	0						OK
A2 / 8	91	91	1,000	0						OK
A2 / 9	91	91	1,000	0						OK
A2 / 10	91	91	1,000	0						OK
A2 / 11	91	91	1,000	0						OK
A2 / 12	91	91	1,000	0						OK
A2 / 13	91	91	1,000	0						OK
A2 / 14	91	91	1,000	0						OK
A2 / 15	91	91	1,000	0						OK
A2 / 16	91	91	1,000	0						OK
A2 / 17	91	91	1,000	0						OK
A2 / 18	91	91	1,000	0						OK
A2 / 19	91	91	1,000	0						OK
A2 / 20	91	91	1,000	0						OK
A2 / 21	91	91	1,000	0						OK
A2 / 22	91	91	1,000	0						OK
A2 / 23	91	91	1,000	0						OK
A2 / 24	91	91	1,000	0						OK
A2 / 25	91	91	1,000	0						OK
A2 / 26	91	91	1,000	0						OK
A2 / 27	91	91	1,000	0						OK
A2 / 28	91	91	1,000	0						OK
A2 / 29	91	91	1,000	0						OK
A2 / 30	91	91	1,000	0						OK
A2 / 31	91	91	1,000	0						OK
A2 / 32	91	91	1,000	0						OK
A2 / 33	91	91	1,000	0						OK
A2 / 34	91	91	1,000	0						OK

PORTANZA GLOBALE PIASTRE - ABBASSAMENTI COMBINAZ.: A1/1

	DRENATE		NON DRENATE			DRENATE		NON DRENATE			DRENATE		NON DRENATE	
Nodo3d N.ro	SpostZ (cm)	SpostZ/ SpostEl	SpostZ (cm)	SpostZ/ SpostEl	Nodo3d N.ro	SpostZ (cm)	SpostZ/ SpostEl	SpostZ (cm)	SpostZ/ SpostEl	Nodo3d N.ro	SpostZ (cm)	SpostZ/ SpostEl	SpostZ (cm)	SpostZ/ SpostEl
1	-0,749	ELAST.			2	-0,684	ELAST.			3	-0,620	ELAST.		
4	-0,557	ELAST.			5	-0,494	ELAST.			6	-0,433	ELAST.		
22	-0,432	ELAST.			23	-0,432	ELAST.			24	-0,431	ELAST.		
25	-0,431	ELAST.			37	-0,747	ELAST.			39	-0,704	ELAST.		
41	-0,705	ELAST.			43	-0,493	ELAST.			44	-0,555	ELAST.		
45	-0,618	ELAST.			46	-0,682	ELAST.			47	-0,726	ELAST.		
48	-0,727	ELAST.			49	-0,587	ELAST.			50	-0,641	ELAST.		
51	-0,640	ELAST.			52	-0,587	ELAST.			53	-0,640	ELAST.		
54	-0,587	ELAST.			55	-0,534	ELAST.			56	-0,535	ELAST.		
57	-0,483	ELAST.			58	-0,483	ELAST.			59	-0,534	ELAST.		
60	-0,482	ELAST.			61	-0,748	ELAST.			62	-0,748	ELAST.		
63	-0,694	ELAST.			64	-0,747	ELAST.			65	-0,693	ELAST.		

PORTANZA GLOBALE PIASTRE - MOLTIPLICATORI DI COLLASSO - SLD

	DRENATE				NON DRENATE				RISULTATI	
Comb N.ro	Risult (t)	Resist (t)	Moltipl. Collasso	%Pl. Moll	Risult (t)	Resist (t)	Moltipl. Collasso	%Pl. Moll	Moltipl. Minimo	STATUS (m)
A2 / 1	131	131	1,000	0					1,000	OK
A2 / 2	131	131	1,000	0						OK
A2 / 3	91	91	1,000	0						OK

PORTANZA GLOBALE PIASTRE - MOLTIPLICATORI DI COLLASSO - SLD

	DRENATE				NON DRENATE				RISULTATI	
Comb N.ro	Risult (t)	Resist (t)	Moltipl. Collasso	%Pl. Moll	Risult (t)	Resist (t)	Moltipl. Collasso	%Pl. Moll	Moltipl. Minimo	STATUS (m)
A2 / 4	91	91	1,000	0						OK
A2 / 5	91	91	1,000	0						OK
A2 / 6	91	91	1,000	0						OK
A2 / 7	91	91	1,000	0						OK
A2 / 8	91	91	1,000	0						OK
A2 / 9	91	91	1,000	0						OK
A2 / 10	91	91	1,000	0						OK
A2 / 11	91	91	1,000	0						OK
A2 / 12	91	91	1,000	0						OK
A2 / 13	91	91	1,000	0						OK
A2 / 14	91	91	1,000	0						OK
A2 / 15	91	91	1,000	0						OK
A2 / 16	91	91	1,000	0						OK
A2 / 17	91	91	1,000	0						OK
A2 / 18	91	91	1,000	0						OK
A2 / 19	91	91	1,000	0						OK
A2 / 20	91	91	1,000	0						OK
A2 / 21	91	91	1,000	0						OK
A2 / 22	91	91	1,000	0						OK
A2 / 23	91	91	1,000	0						OK
A2 / 24	91	91	1,000	0						OK
A2 / 25	91	91	1,000	0						OK
A2 / 26	91	91	1,000	0						OK
A2 / 27	91	91	1,000	0						OK
A2 / 28	91	91	1,000	0						OK
A2 / 29	91	91	1,000	0						OK
A2 / 30	91	91	1,000	0						OK
A2 / 31	91	91	1,000	0						OK
A2 / 32	91	91	1,000	0						OK
A2 / 33	91	91	1,000	0						OK
A2 / 34	91	91	1,000	0						OK

PORTANZA GLOBALE PIASTRE - ABBASSAMENTI COMBINAZ.: SLD/1

	DRENATE		NON DRENATE			DRENATE		NON DRENATE			DRENATE		NON DRENATE	
Nodo3d N.ro	SpostZ (cm)	SpostZ/ SpostEl	SpostZ (cm)	SpostZ/ SpostEl	Nodo3d N.ro	SpostZ (cm)	SpostZ/ SpostEl	SpostZ (cm)	SpostZ/ SpostEl	Nodo3d N.ro	SpostZ (cm)	SpostZ/ SpostEl	SpostZ (cm)	SpostZ/ SpostEl
1	-0,749	ELAST.			2	-0,684	ELAST.			3	-0,620	ELAST.		
4	-0,557	ELAST.			5	-0,494	ELAST.			6	-0,433	ELAST.		
22	-0,432	ELAST.			23	-0,432	ELAST.			24	-0,431	ELAST.		
25	-0,431	ELAST.			37	-0,747	ELAST.			39	-0,704	ELAST.		
41	-0,705	ELAST.			43	-0,493	ELAST.			44	-0,555	ELAST.		
45	-0,618	ELAST.			46	-0,682	ELAST.			47	-0,726	ELAST.		
48	-0,727	ELAST.			49	-0,587	ELAST.			50	-0,641	ELAST.		
51	-0,640	ELAST.			52	-0,587	ELAST.			53	-0,640	ELAST.		
54	-0,587	ELAST.			55	-0,534	ELAST.			56	-0,535	ELAST.		
57	-0,483	ELAST.			58	-0,483	ELAST.			59	-0,534	ELAST.		
60	-0,482	ELAST.			61	-0,748	ELAST.			62	-0,748	ELAST.		
63	-0,694	ELAST.			64	-0,747	ELAST.			65	-0,693	ELAST.		

CEDIMENTI ELASTICI ED EDOMETRICI

Filo N.ro	Combinaz N.ro	Ced.El. cm	Ced.Ed. cm	Filo N.ro	Combinaz N.ro	Ced.El. cm	Ced.Ed. cm	Filo N.ro	Combinaz N.ro	Ced.El. cm	Ced.Ed. cm	Filo N.ro	Combinaz N.ro	Ced.El. cm	Ced.Ed. cm
1	Rare 1	0,06	0,07	2	Rare 1	0,00	0,00	3	Rare 1	0,00	0,00	4	Rare 1	0,06	0,07
	Rare 2	0,06	0,07		Rare 2	0,00	0,00		Rare 2	0,00	0,00		Rare 2	0,06	0,07
	Freq 1	0,05	0,06		Freq 1	0,00	0,00		Freq 1	0,00	0,00		Freq 1	0,05	0,05
	Freq 2	0,04	0,04		Freq 2	0,00	0,00		Freq 2	0,00	0,00		Freq 2	0,04	0,04
	Perm 1	0,04	0,04		Perm 1	0,00	0,00		Perm 1	0,00	0,00		Perm 1	0,04	0,04
	MAX.	0,06	0,07		MAX.	0,00	0,00		MAX.	0,00	0,00		MAX.	0,06	0,07
5	Rare 1	0,18	0,21	6	Rare 1	0,27	0,31	7	Rare 1	0,02	0,02	8	Rare 1	0,00	0,00
	Rare 2	0,18	0,21		Rare 2	0,27	0,31		Rare 2	0,02	0,02		Rare 2	0,00	0,00
	Freq 1	0,16	0,18		Freq 1	0,24	0,28		Freq 1	0,00	0,00		Freq 1	0,00	0,00
	Freq 2	0,14	0,15		Freq 2	0,22	0,25		Freq 2	0,00	0,00		Freq 2	0,00	0,00
	Perm 1	0,14	0,15		Perm 1	0,22	0,25		Perm 1	0,00	0,00		Perm 1	0,00	0,00
	MAX.	0,18	0,21		MAX.	0,27	0,31		MAX.	0,02	0,02		MAX.	0,00	0,00
9	Rare 1	0,00	0,00	10	Rare 1	0,00	0,00	13	Rare 1	0,00	0,00	14	Rare 1	0,00	0,00
	Rare 2	0,00	0,00		Rare 2	0,00	0,00		Rare 2	0,00	0,00		Rare 2	0,00	0,00
	Freq 1	0,00	0,00		Freq 1	0,00	0,00		Freq 1	0,00	0,00		Freq 1	0,00	0,00
	Freq 2	0,00	0,00		Freq 2	0,00	0,00		Freq 2	0,00	0,00		Freq 2	0,00	0,00
	Perm 1	0,00	0,00		Perm 1	0,00	0,00		Perm 1	0,00	0,00		Perm 1	0,00	0,00
	MAX.	0,00	0,00		MAX.	0,00	0,00		MAX.	0,00	0,00		MAX.	0,00	0,00

CEDIMENTI ELASTICI ED EDOMETRICI

Filo N.ro	Combinaz N.ro	Ced.El. cm	Ced.Ed. cm	Filo N.ro	Combinaz N.ro	Ced.El. cm	Ced.Ed. cm	Filo N.ro	Combinaz N.ro	Ced.El. cm	Ced.Ed. cm	Filo N.ro	Combinaz N.ro	Ced.El. cm	Ced.Ed. cm
15	Rare 1	0,00	0,00	18	Rare 1	0,00	0,00	19	Rare 1	0,00	0,00	20	Rare 1	0,00	0,00
	Rare 2	0,00	0,00		Rare 2	0,00	0,00		Rare 2	0,00	0,00		Rare 2	0,00	0,00
	Freq 1	0,00	0,00		Freq 1	0,00	0,00		Freq 1	0,00	0,00		Freq 1	0,00	0,00
	Freq 2	0,00	0,00		Freq 2	0,00	0,00		Freq 2	0,00	0,00		Freq 2	0,00	0,00
	Perm 1	0,00	0,00		Perm 1	0,00	0,00		Perm 1	0,00	0,00		Perm 1	0,00	0,00
	MAX.	0,00	0,00		MAX.	0,00	0,00		MAX.	0,00	0,00		MAX.	0,00	0,00
21	Rare 1	0,03	0,04	22	Rare 1	0,18	0,21	23	Rare 1	0,16	0,18	24	Rare 1	0,00	0,01
	Rare 2	0,03	0,04		Rare 2	0,18	0,21		Rare 2	0,16	0,18		Rare 2	0,00	0,01
	Freq 1	0,02	0,02		Freq 1	0,17	0,19		Freq 1	0,14	0,16		Freq 1	0,00	0,00
	Freq 2	0,01	0,01		Freq 2	0,15	0,17		Freq 2	0,13	0,14		Freq 2	0,00	0,00
	Perm 1	0,01	0,01		Perm 1	0,15	0,17		Perm 1	0,13	0,14		Perm 1	0,00	0,00
	MAX.	0,03	0,04		MAX.	0,18	0,21		MAX.	0,16	0,18		MAX.	0,00	0,01
25	Rare 1	0,06	0,06	26	Rare 1	0,04	0,05	27	Rare 1	0,01	0,01	28	Rare 1	0,04	0,04
	Rare 2	0,06	0,06		Rare 2	0,04	0,05		Rare 2	0,01	0,01		Rare 2	0,04	0,04
	Freq 1	0,04	0,05		Freq 1	0,03	0,03		Freq 1	0,00	0,00		Freq 1	0,03	0,03
	Freq 2	0,03	0,03		Freq 2	0,02	0,02		Freq 2	0,00	0,00		Freq 2	0,02	0,02
	Perm 1	0,03	0,03		Perm 1	0,02	0,02		Perm 1	0,00	0,00		Perm 1	0,02	0,02
	MAX.	0,06	0,06		MAX.	0,04	0,05		MAX.	0,01	0,01		MAX.	0,04	0,04
29	Rare 1	0,00	0,00	30	Rare 1	0,00	0,00	31	Rare 1	0,00	0,00	32	Rare 1	0,00	0,00
	Rare 2	0,00	0,00		Rare 2	0,00	0,00		Rare 2	0,00	0,00		Rare 2	0,00	0,00
	Freq 1	0,00	0,00		Freq 1	0,00	0,00		Freq 1	0,00	0,00		Freq 1	0,00	0,00
	Freq 2	0,00	0,00		Freq 2	0,00	0,00		Freq 2	0,00	0,00		Freq 2	0,00	0,00
	Perm 1	0,00	0,00		Perm 1	0,00	0,00		Perm 1	0,00	0,00		Perm 1	0,00	0,00
	MAX.	0,00	0,00		MAX.	0,00	0,00		MAX.	0,00	0,00		MAX.	0,00	0,00
33	Rare 1	0,00	0,00	34	Rare 1	0,00	0,00	35	Rare 1	0,00	0,00	36	Rare 1	0,09	0,10
	Rare 2	0,00	0,00		Rare 2	0,00	0,00		Rare 2	0,00	0,00		Rare 2	0,09	0,10
	Freq 1	0,00	0,00		Freq 1	0,00	0,00		Freq 1	0,00	0,00		Freq 1	0,08	0,09
	Freq 2	0,00	0,00		Freq 2	0,00	0,00		Freq 2	0,00	0,00		Freq 2	0,06	0,07
	Perm 1	0,00	0,00		Perm 1	0,00	0,00		Perm 1	0,00	0,00		Perm 1	0,06	0,07
	MAX.	0,00	0,00		MAX.	0,00	0,00		MAX.	0,00	0,00		MAX.	0,09	0,10
37	Rare 1	0,10	0,12	38	Rare 1	0,22	0,25	39	Rare 1	0,10	0,12	40	Rare 1	0,17	0,20
	Rare 2	0,10	0,12		Rare 2	0,22	0,25		Rare 2	0,10	0,12		Rare 2	0,17	0,20
	Freq 1	0,09	0,11		Freq 1	0,19	0,22		Freq 1	0,09	0,11		Freq 1	0,15	0,17
	Freq 2	0,08	0,09		Freq 2	0,17	0,19		Freq 2	0,08	0,09		Freq 2	0,13	0,15
	Perm 1	0,08	0,09		Perm 1	0,17	0,19		Perm 1	0,08	0,09		Perm 1	0,13	0,15
	MAX.	0,10	0,12		MAX.	0,22	0,25		MAX.	0,10	0,12		MAX.	0,17	0,20

G. PALANCOLA TIPO

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'.
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996.
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.
Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018).
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018

Richiami teorici
Metodo di analisi

Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la controspinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.
Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la controspinta sarà assente.
Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, controspinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).
Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).
Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.
Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am} diagramma della spinta attiva agente da monte
K_{av} diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata
K_{pm} diagramma della spinta passiva agente da monte
K_{pv} diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.
Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$D_m = K_{pm} - K_{av}$ e $D_v = K_{pv} - K_{am}$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.
Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione
si può agire con tre modalità:
1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su tan(ϕ) e sulla coesione

Calcolo delle spinte

Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)
Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).
La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).
I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:
- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio *(W)*, carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura *(R e C)* e resistenza per coesione lungo la parete *(A)*;
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.
Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata *z*. Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di falda
Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.
Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico o idrodinamico*.
Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota h al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

Spinta in presenza di sisma
Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di **Mononobe-Okabe** (cui fa riferimento la Normativa Italiana).
Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con *W* il peso del cuneo e con *C* il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W*C$$

Indicando con *S* la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/2 dell'altezza della parete stessa (diagramma rettangolare).

Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.
La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_f l'area di armatura nel tirante ed E_s il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L, area A_f, inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s. La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.
I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

Schematizzazione del terreno
La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo, k, è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo [F/L^3]. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale (b=100 cm) l'area equivalente della molla sarà A_m=m*b.
Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidezza flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidezza dei tiranti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno
A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma ***PAC***). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max}; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max}. Tale pressione p_{max} può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello

spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidezza, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p0, fino a raggiungere il carico totale p. Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassemblata escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassemblaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).
Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

Analisi per fasi di scavo

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).
Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tendendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con u ed u_0 gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con s ed s_0 gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con K la matrice di rigidezza della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s=s_0+K(u-u_0)$$

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1,10.
È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.
In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\Sigma_i \left(\frac{c_i b_i}{\cos\alpha_i} + [W_i \cos\alpha_i - u_i l_i] \operatorname{tg}\phi_i \right)}{\Sigma_i W_i \sin\alpha_i}$$

dove *n* è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.
Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i/\cos\alpha_i$).
Quindi, assunto un cerchio di tentativo si suddivide in *n* strisce e dalla formula precedente si ricava η. Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato e è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Verifiche idrauliche

Verifica a sifonamento
Per la verifica a sifonamento si utilizza il metodo del gradiente idraulico critico.
Il coefficiente di sicurezza nei confronti del sifonamento è dato dal rapporto tra il gradiente critico i_C e il gradiente idraulico di efflusso i_E.

$$FS_{SIF} = i_C / i_E$$

Il gradiente idraulico critico è dato dal rapporto tra il peso efficace medio γ_m del terreno interessato da filtrazione ed il peso dell'acqua γ_w.

$$i_C = \gamma_m / \gamma_w$$

Il gradiente idraulico di efflusso è dato dal rapporto tra la differenza di carico ΔH e la lunghezza della linea di flusso L.

$$i_E = \Delta H / L$$

Il moto di filtrazione è assunto essere monodimensionale.

Verifica a sollevamento del fondo scavo
Per la verifica a sollevamento si utilizza il metodo di Terzaghi.
Il coefficiente di sicurezza nei fenomeni di sollevamento del fondo scavo deriva da considerazioni di equilibrio verticale di una porzione di terreno a valle della paratia soggetta a tale fenomeno.
Secondo Terzaghi il volume interessato da sollevamento ha profondità D e larghezza D/2.
D rappresenta la profondità di infissione della paratia.
Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra il peso del volume di terreno sopra descritto *W* e la pressione idrica al piede della paratia *U* dovuta dalla presenza di una falda in moto idrodinamico.

$$FS_{SCAVO} = W / U$$

La pressione idrodinamica è calcolata nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

Dati

Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia in acciaio con parametri definiti a metro di paratia**

Altezza fuori terra	4,00	[m]
Profondità di infissione	7,00	[m]
Altezza totale della paratia	11,00	[m]
Lunghezza paratia	3,00	[m]
Area per metro lineare di larghezza	211,00	[cmq]
Inerzia per metro lineare di larghezza	58940,00	[cm^4]
Modulo di resistenza per metro lineare di larghezza	2755,00	[cm^3]
Momento ultimo della sezione per metro lineare di larghezza	120397,44	[kgm]
Fattore di taglio	1.20	

Geometria profilo terreno

Simbologia adottata e sistema di riferimento
(Sistema di riferimento con origine in testa alla paratia, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

Profilo di monte

N°	X	Y	A
	[m]	*[m]*	*[°]*
2	10,00	0,00	0.00

Profilo di valle - Fase n° 1

N°	X	Y	A
	[m]	*[m]*	*[°]*
1	-10,00	-4,00	--
2	0,00	-4,00	0.00

Descrizione terreni

Simbologia adottata
n° numero d'ordine
Descrizione Descrizione del terreno
γ peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat} peso di volume saturo del terreno espresso [kg/mc]
ϕ angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
δ angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c coesione del terreno espressa in [kg/cmq]

N°	Descrizione	γ [kg/mc]	γsat [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cmq]
1	Terreno 1	1430,0	1890,0	24.00	16.00	0,000
2	Terreno 2	1730,0	1970,0	30.00	20.00	0,000
3	Terreno 3	1730,0	1970,0	30.00	20.00	0,000

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata
n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]
kw costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm^2/cm
α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°) (M: strato di monte V:strato di valle)
Terreno Terreno associato allo strato (M: strato di monte V:strato di valle)

N°	sp [m]	αM [°]	αV [°]	KwM [kg/cmq/cm]	KwV [kg/cmq/cm]	Terreno M	Terreno V
1	2,40	0.00	0.00	0.22	0.22	Terreno 1	Terreno 1
2	5,80	0.00	0.00	1.50	1.50	Terreno 2	Terreno 2
3	5,00	0.00	0.00	3.16	3.16	Terreno 3	Terreno 3

Falda

Profondità della falda a monte rispetto alla sommità della paratia 1,00 [m]
Profondità della falda a valle rispetto alla sommità della paratia 4,00 [m]
Regime delle pressioni neutre: **Idrostatico**

Caratteristiche materiali utilizzati

Simbologia adottata
γacciaio Peso specifico, espresso in [kg/mc]
E Modulo elastico, espresso in [kg/cmq]

Descrizione	γacciaio [kg/mc]	E [kg/cmq]
Paratia	7850	2100000

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni adottate
Le ascisse dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia
Le ordinate dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia
Ig Indice di gruppo
F_x Forza orizzontale espressa in [kg], positiva da monte verso valle
F_y Forza verticale espressa in [kg], positiva verso il basso
M Momento espresso in [kgm], positivo ribaltante
Q_i, Q_f Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kg/mq]
V_i, V_s Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kg/mq], positivi da monte verso valle
R Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kg]

Condizione n° 1 - Variabile da traffico - Carico (Ig=0) [Ψ_0=0.40 - Ψ_1=0.40 - Ψ_2=0.00]

Carico distribuito sul profilo	X_i = 0,00	X_f = 3,00	Q_i = 500	Q_f = 500	

Fasi di scavo

Simbologia adottata
n° identificativo della fase nell'elenco definito
Fase Descrizione dell'i-esima fase
Tempo Tempo in cui avviene la fase di scavo

n°	Fase	Tempo
1	Scavo fino alla profondità di 4.00 metri	0
2	Quota falda valle 1.00 metri - Quota falda monte 4.00 metri [Hscavo=4.00]	1
3	Inserimento condizione di carico nr 1 [Hscavo=4.00]	2

Impostazioni di progetto

Spinte e verifiche secondo: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (17/01/2018)**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

			Statici		Sismici	
Carichi	**Effetto**		**A1**	**A2**	**A1**	**A2**
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Permanenti ns	Favorevole	γ_{Gfav}	0.80	0.80	0.00	0.00
Permanenti ns	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

		Statici		Sismici	
Parametri		**M1**	**M2**	**M1**	**M2**
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica materiali : Stato Limite

Verifica Taglio
Sezione in acciaio

$V_{c,Rd}=A_v*f_{yd}/3.0^{0.5}$
con:
A_v Area lorda sezione profilo diviso il fattore di taglio
Sezione in c.a.

$V_{Rsd}=0.9*d*A_{sw}/s*fyd*(ctg\alpha+ctg\theta)*sin\alpha$
$V_{Rcd}=0.9*d*b_w*\alpha_c*fcd'*(ctg(\theta)+ctg(\alpha)/(1.0+ctg\theta^2)$
con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
A_{sw}	area armatuta trasversale [mmq]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mmq]

fcd'=0.5*fcd

Impostazioni di analisi

Analisi per Fasi di Scavo.

Rottura del terreno: Pressione passiva

Impostazioni analisi per fasi di scavo:
Analisi per coefficienti tipo A1-M1
Analisi per coefficienti tipo A2-M2

Influenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Sia nel calcolo dei coefficienti di spinta Ka e Kp che nelle inclinazioni della spinta attiva e passiva

Stabilità globale: Metodo di Fellenius

Risultati

Analisi della paratia

L'analisi è stata eseguita per fasi di scavo
La paratia è analizzata con il metodo degli elementi finiti.
Essa è discretizzata in 80 elementi fuori terra e 140 elementi al di sotto della linea di fondo scavo.
Le molle che simulano il terreno hanno un comportamento elastoplastico: una volta raggiunta la pressione passiva non reagiscono ad ulteriore incremento di carico.

Altezza fuori terra della paratia	4,00	[m]
Profondità di infissione	7,00	[m]
Altezza totale della paratia	11,00	[m]

Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
Pa Spinta attiva, espressa in [kg]
Is Incremento sismico della spinta, espressa in [kg]
Pw Spinta della falda, espressa in [kg]
Pp Resistenza passiva, espressa in [kg]
Pc Controspinta, espressa in [kg]

n°	Tipo	Pa	Y_{Pa}	Is	Y_{Is}	Pw	Y_{Pw}	Pp	Y_{Pp}	Pc	Y_{Pc}
		[kg]	*[m]*	*[kg]*	*[m]*	*[kg]*	*[m]*	*[kg]*	*[m]*	*[kg]*	*[m]*
1	SLU - STR	4927	2,65	--	--	0	0,00	-8025	5,28	3098	9,47
2	SLU - STR	10284	2,89	--	--	-25500	6,71	-2306	4,93	17521	8,72
3	SLU - STR	10306	2,85	--	--	-25500	6,71	-2379	4,93	17573	8,73
1	SLU - GEO	4870	2,73	--	--	0	0,00	-8487	5,70	3618	9,71
2	SLU - GEO	10736	3,05	--	--	-25500	6,71	-2323	5,50	17087	8,84
3	SLU - GEO	10715	3,00	--	--	-25500	6,71	-2346	5,49	17131	8,86

Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
Rc Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kg]
Rt Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kg]
Rv Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kg]
Rp Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kg]

n°	Tipo	Rc	Y_{Rc}	Rt	Y_{Rt}	Rv	Y_{Rv}	Rp	Y_{Rp}
		[kg]	*[m]*	*[kg]*	*[m]*	*[kg]*	*[m]*	*[kg]*	*[m]*
1	SLU - STR	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00
2	SLU - STR	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00
3	SLU - STR	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00
1	SLU - GEO	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00
2	SLU - GEO	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00
3	SLU - GEO	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00

Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
P_{NUL} Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]
P_{INV} Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]
C_{ROT} Punto Centro di rotazione, espresso in [m]
MP Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]

R/R_{MAX} Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]

n°	Tipo	P_{NUL}	P_{INV}	C_{ROT}	MP	R/R_{MAX}	Pd
		[m]	*[m]*	*[m]*	*[%]*	*[%]*	*[m]*
1	SLU - STR	4,18	4,70	7,44	9,93	2,43	---
2	SLU - STR	4,26	4,70	4,39	0,00	4,27	---
3	SLU - STR	4,27	4,70	4,39	0,00	4,29	---
1	SLU - GEO	4,36	5,35	7,85	19,15	5,68	---
2	SLU - GEO	4,64	5,50	4,75	8,51	9,39	---
3	SLU - GEO	4,63	5,50	4,74	6,38	9,47	---

Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

Simbologia adottata
n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
Y ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M momento flettente massimo e minimo espresso in [kgm]
N sforzo normale massimo e minimo espresso in [kg] (positivo di compressione)
T taglio massimo e minimo espresso in [kg]

n°	Tipo	M	Y_M	T	Y_T	N	Y_N	
		[kgm]	*[m]*	*[kg]*	*[m]*	*[kg]*	*[m]*	
1	SLU - STR	10823	5,35	4927	4,15	1822	11,00	MAX
		0	0,00	-3098	7,40	0	0,00	MIN
2	SLU - STR	11955	5,45	5623	4,25	1822	11,00	MAX
		0	0,00	-3989	8,15	0	0,00	MIN
3	SLU - STR	12258	5,45	5612	4,25	1822	11,00	MAX
		0	0,00	-4054	8,15	0	0,00	MIN
1	SLU - GEO	12147	5,75	4869	4,35	1822	11,00	MAX
		0	0,00	-3618	7,85	0	0,00	MIN
2	SLU - GEO	13176	5,85	5605	4,60	1822	11,00	MAX
		0	0,00	-4633	8,15	0	0,00	MIN
3	SLU - GEO	13495	5,85	5511	4,60	1822	11,00	MAX
		0	11,00	-4710	8,15	0	0,00	MIN

Spostamenti massimi e minimi della paratia

Simbologia adottata
n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
U spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
V spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U	Y_U	V	Y_V	
		[cm]	*[m]*	*[cm]*	*[m]*	
1	SLU - STR	2,0188	0,00	0,0023	0,00	MAX
		-0,0366	9,20	0,0000	0,00	MIN
2	SLU - STR	1,9071	0,00	0,0023	0,00	MAX
		-0,1680	8,15	0,0000	0,00	MIN

n°	Tipo	U	Y_U	V	Y_V	
		[cm]	*[m]*	*[cm]*	*[m]*	
3	SLU - STR	1,9638	0,00	0,0023	0,00	MAX
		-0,1694	8,15	0,0000	0,00	MIN
1	SLU - GEO	2,4635	0,00	0,0023	0,00	MAX
		-0,0458	10,35	0,0000	0,00	MIN
2	SLU - GEO	2,3541	0,00	0,0023	0,00	MAX
		-0,1592	8,80	0,0000	0,00	MIN
3	SLU - GEO	2,4221	0,00	0,0023	0,00	MAX
		-0,1608	8,75	0,0000	0,00	MIN

Verifica a spostamento

Simbologia adottata
n° Indice combinazione/Fase
Tipo Tipo combinazione/Fase
Ulim spostamento orizzontale limite, espresso in [cm]
U spostamento orizzontale calcolato, espresso in [cm] (positivo verso valle)

n°	Tipo	Ulim	U
		[cm]	*[cm]*
1	SLU - STR	3,2500	2,0188
2	SLU - STR	3,2500	1,9071
3	SLU - STR	3,2500	1,9638
1	SLU - GEO	3,2500	2,4635
2	SLU - GEO	3,2500	2,3541
3	SLU - GEO	3,2500	2,4221

Verifiche di corpo rigido

Simbologia adottata
n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
S Spinta attiva da monte (risultante diagramma delle pressioni attive da monte) espressa in [kg]
R Resistenza passiva da valle (risultante diagramma delle pressioni passive da valle) espresso in [kg]
W Spinta netta falda (positiva da monte verso valle), espresso in [kg]
T Reazione tiranti espresso in [kg]
P Reazione puntoni espresso in [kg]
V Reazione vincoli espresso in [kg]
C Risultante carichi applicati sulla paratia (positiva da monte verso valle) espresso in [kg]
Y Punto di applicazione, espresso in [m]
Mr Momento ribaltante, espresso in [kgm]
Ms Momento stabilizzante, espresso in [kgm]
FS_{RIB} Fattore di sicurezza a ribaltamento
FS_{SCO} Fattore di sicurezza a scorrimento
I punti di applicazione delle azioni sono riferite alla testa della partia.
La verifica a ribaltamento viene eseguita rispetto al centro di rotazione posto alla base del palo.

n°	Tipo	S Y	R Y	W Y	T Y	P Y	V Y	C Y	Mr	Ms	FSRIB	FSSCO
		[kg]	*[kg]*	*[kg]*	*[kg]*	*[kg]*	*[kg]*	*[kg]*	*[kgm]*	*[kgm]*		
6	SLU - GEO	303026,99	97224 8,73	-2550006,71	0 0,00	0 0,00	0 0,00	0 0,00	116891	321107	2.747	1.709

Stabilità globale

Simbologia adottata
n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
(X_C; Y_C) Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X_V; Y_V) Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X_M; Y_M) Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS Coefficiente di sicurezza
R Coefficiente di sicurezza richiesto

Numero di cerchi analizzati 100

n°	Tipo	X_C, Y_C	R	X_V, Y_V	X_M, Y_M	FS	R
		[m]	*[m]*	*[m]*	*[m]*		
1	SLU - GEO	-1,10; 0,00	11,05	-11,41; -3,98	9,95; 0,00	3.010	1.100
2	SLU - GEO	-3,30; 0,00	11,48	-14,07; -3,98	8,18; 0,00	2.408	1.100
3	SLU - GEO	-3,30; 0,00	11,48	-14,07; -3,98	8,18; 0,00	2.358	1.100

Dettagli superficie con fattore di sicurezza minimo

Simbologia adottata
Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa alla paratia (spigolo contro terra)
Le strisce sono numerate da monte verso valle
N° numero d'ordine della striscia
W peso della striscia espresso in [kg]
α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)
ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b larghezza della striscia espressa in [m]
L sviluppo della base della striscia espressa in [m] (L=b/cosα)
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
Ctn, Ctt contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espresse in [kg]

Fase n° 3 - SLU - GEO

Numero di strisce 51

Caratteristiche delle strisce

N°	Wi [kg]	α [°]	L [m]	ϕ [°]	c [kg/cmq]	u [kg/cmq]	(Ctn; Ctt) [kg]
1	1745,83	-66.94	1,12	24.79	0,000	0,349	(0; 0)
2	2549,16	-61.82	0,93	24.79	0,000	0,442	(0; 0)
3	3203,36	-57.45	0,82	24.79	0,000	0,517	(0; 0)
4	3760,07	-53.57	0,74	24.79	0,000	0,582	(0; 0)
5	4245,38	-50.01	0,68	24.79	0,000	0,638	(0; 0)
6	4674,79	-46.70	0,64	24.79	0,000	0,687	(0; 0)
7	5058,40	-43.59	0,61	24.79	0,000	0,732	(0; 0)
8	5403,26	-40.63	0,58	24.79	0,000	0,771	(0; 0)
9	5714,51	-37.79	0,56	24.79	0,000	0,807	(0; 0)
10	5996,02	-35.07	0,54	24.79	0,000	0,840	(0; 0)
11	6250,80	-32.42	0,52	24.79	0,000	0,869	(0; 0)
12	6481,22	-29.86	0,51	24.79	0,000	0,896	(0; 0)
13	6689,20	-27.36	0,50	24.79	0,000	0,920	(0; 0)
14	6876,30	-24.91	0,48	24.79	0,000	0,941	(0; 0)
15	7043,79	-22.52	0,48	24.79	0,000	0,961	(0; 0)
16	7192,73	-20.16	0,47	24.79	0,000	0,978	(0; 0)
17	7324,00	-17.84	0,46	24.79	0,000	0,993	(0; 0)
18	7438,33	-15.55	0,46	24.79	0,000	1,006	(0; 0)
19	7536,31	-13.28	0,45	24.79	0,000	1,018	(0; 0)
20	7618,44	-11.04	0,45	24.79	0,000	1,027	(0; 0)
21	7685,12	-8.81	0,45	24.79	0,000	1,035	(0; 0)
22	7736,66	-6.59	0,44	24.79	0,000	1,041	(0; 0)
23	7773,30	-4.39	0,44	24.79	0,000	1,045	(0; 0)
24	7795,20	-2.19	0,44	24.79	0,000	1,047	(0; 0)
25	7802,46	0.01	0,44	24.79	0,000	1,048	(0; 0)
26	7795,11	2.20	0,44	24.79	0,000	1,047	(0; 0)
27	7773,12	4.40	0,44	24.79	0,000	1,045	(0; 0)
28	7736,39	6.61	0,44	24.79	0,000	1,041	(0; 0)
29	7684,76	8.82	0,45	24.79	0,000	1,035	(0; 0)
30	7617,99	11.05	0,45	24.79	0,000	1,027	(0; 0)
31	7535,77	13.29	0,45	24.79	0,000	1,017	(0; 0)
32	7437,69	15.56	0,46	24.79	0,000	1,006	(0; 0)
33	8767,38	17.83	0,45	24.79	0,000	0,693	(0; 0)
34	8641,72	20.10	0,46	24.79	0,000	0,678	(0; 0)
35	8499,47	22.41	0,47	24.79	0,000	0,662	(0; 0)
36	8339,84	24.75	0,47	24.79	0,000	0,643	(0; 0)
37	8161,87	27.14	0,48	24.79	0,000	0,622	(0; 0)
38	7964,39	29.59	0,50	24.79	0,000	0,598	(0; 0)
39	7738,36	32.09	0,51	24.79	0,000	0,573	(0; 0)
40	7289,61	34.67	0,52	24.79	0,000	0,544	(0; 0)
41	7023,86	37.32	0,54	24.79	0,000	0,513	(0; 0)
42	6730,70	40.08	0,56	24.79	0,000	0,478	(0; 0)
43	6406,75	42.95	0,59	24.79	0,000	0,440	(0; 0)
44	6047,54	45.97	0,62	24.79	0,000	0,398	(0; 0)
45	5647,07	49.16	0,66	24.79	0,000	0,351	(0; 0)
46	5196,88	52.57	0,71	24.79	0,000	0,298	(0; 0)
47	4684,33	56.27	0,78	24.79	0,000	0,237	(0; 0)
48	4089,07	60.38	0,87	24.79	0,000	0,167	(0; 0)
49	3373,61	65.11	1,02	24.79	0,000	0,083	(0; 0)
50	2482,39	70.96	1,32	24.79	0,000	0,000	(0; 0)

N°	Wi [kg]	α [°]	L [m]	ϕ [°]	c [kg/cmq]	u [kg/cmq]	(Ctn; Ctt) [kg]
51	970,26	82.13	3,15	19.61	0,000	0,000	(0; 0)

Resistenza a taglio paratia = 0,00 [kg]
ΣW_i = 323230,57 [kg]
$\Sigma W_i \sin\alpha_i$ = 17680,59 [kg]
$\Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i$ = 128279,44 [kg]
$\Sigma c_i b_i / \cos\alpha_i$ = 0,00 [kg]

Verifiche idrauliche

Verifica al sollevamento del fondo scavo

Simbologia adottata
Ic Indice della combinazione
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
ΔH Perdita di carico espressa in [m]
L Lunghezza di filtrazione espressa in [m]
i_E Gradiente idraulico di efflusso
I Profondità di infissione espressa in [m]
σt Pressione totale al piede della paratia espressa in [kg/cmq]
u_W Pressione idrica al piede della paratia espressa in [kg/cmq]
FS Coefficiente di sicurezza a sollevamento fondo scavo

Fase n° 1 - SLU - STR

n°	ΔH [m]	L [m]	i_E	I [m]	σt [kg/cmq]	uw [kg/cmq]	FS
1	0,00	0,00	0.00	7,00	-879201	-1087900	999.900

Verifica armatura paratia (Inviluppo sezioni critiche)

Verifica a flessione

Simbologia adottata
n° numero d'ordine della sezione
Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
M momento flettente espresso in [kgm]
M_u momento ultimo di riferimento espresso in [kgm]
FS coefficiente di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)
La verifica a flessione è stata eseguita considerando una sezione di area A = 211,00 cmq

n° - Tipo	Y	M	Mu	FS
	[m]	*[kgm]*	*[kgm]*	
3 - SLU - GEO	5,85	13495	120397	8.922

Verifica a taglio

Simbologia adottata
n° numero d'ordine della sezione
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
V_{Ed} taglio agente espresso in [kg]
V_{Rd} taglio resistente, espresso in [kg]
FS coefficiente di sicurezza a taglio

Area sezione resistente a taglio A = 175,83 cmq

n° - Tipo	Y	V_{Ed}	V_{Rd}	FS
	[m]	*[kg]*	*[kg]*	
2 - SLU - STR	4,25	5623	231682	41.201

Verifica sezione cordoli

Simbologia adottata
M_h momento flettente espresso in [kgm] nel piano orizzontale
T_h taglio espresso in [kg] nel piano orizzontale
M_v momento flettente espresso in [kgm] nel piano verticale
T_v taglio espresso in [kg] nel piano verticale

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo
Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta
L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica non-lineare, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.
L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (2 spostamenti e 1 rotazioni).
La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo
Titolo PAC - Analisi e Calcolo Paratie
Versione 14.0
Produttore Aztec Informatica srl, Casali del Manco - Loc. Casole Bruzio (CS)

Utente Ing. Lavino Angelo
Licenza AIU4686C5

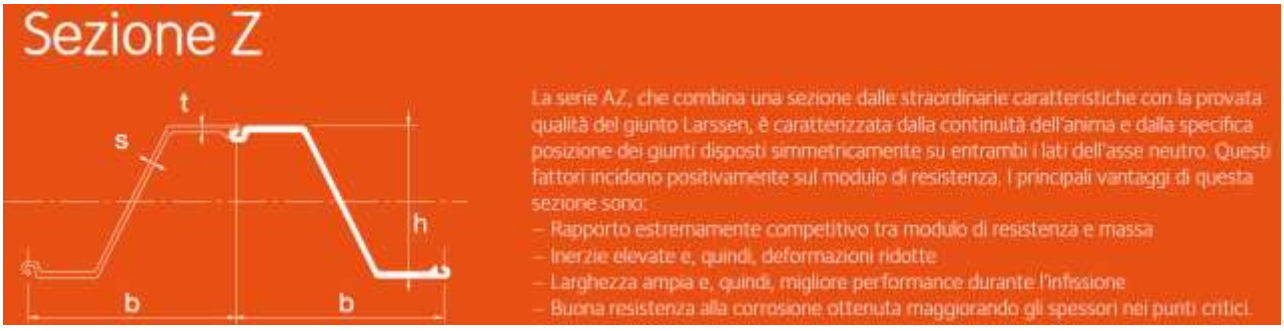
Affidabilità dei codici di calcolo
Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati
La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione
Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

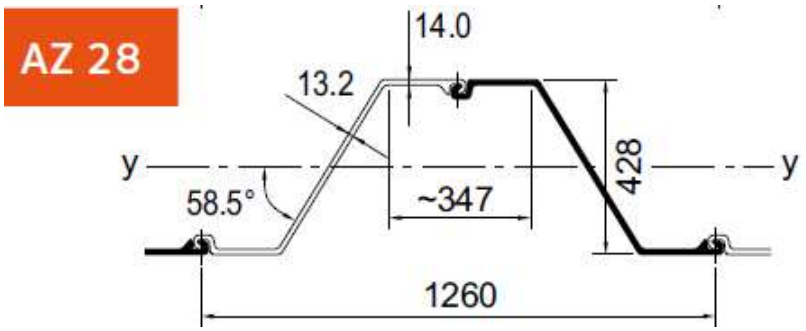
Giudizio motivato di accettabilità dei risultati
I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.
In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

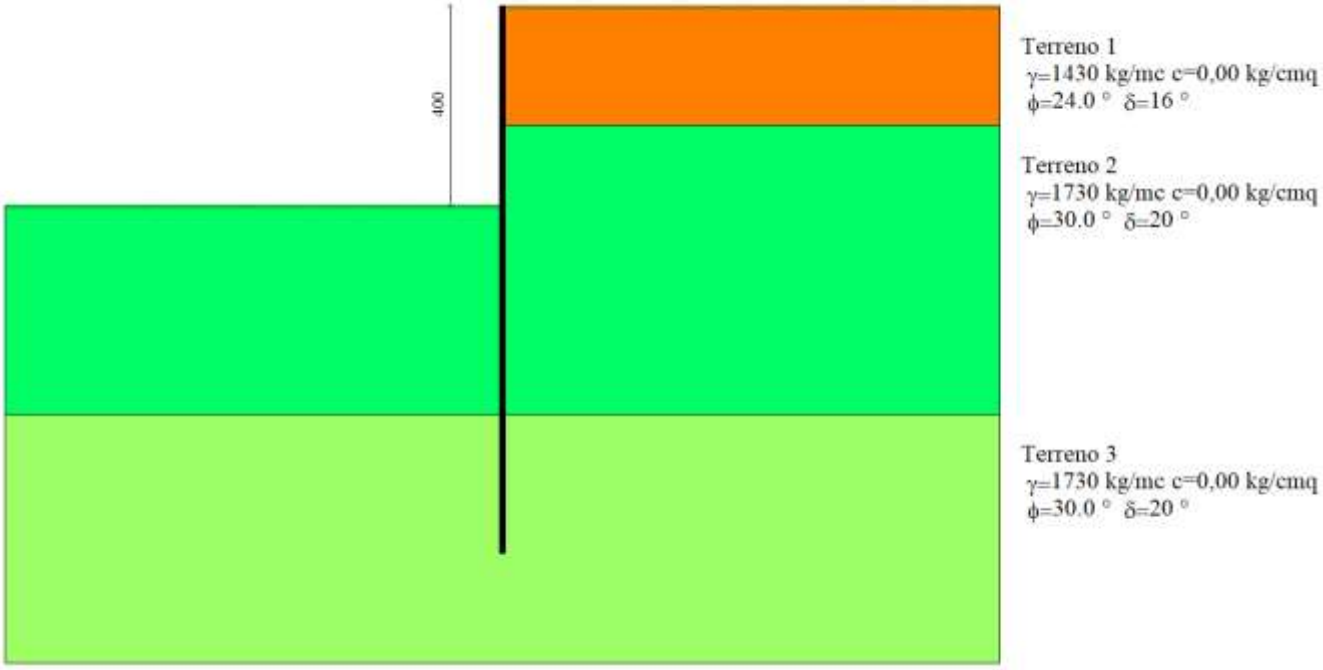
Palancola metallica LARSSEN serie AZ28 – L = 11,00m Acciaio S240 GP

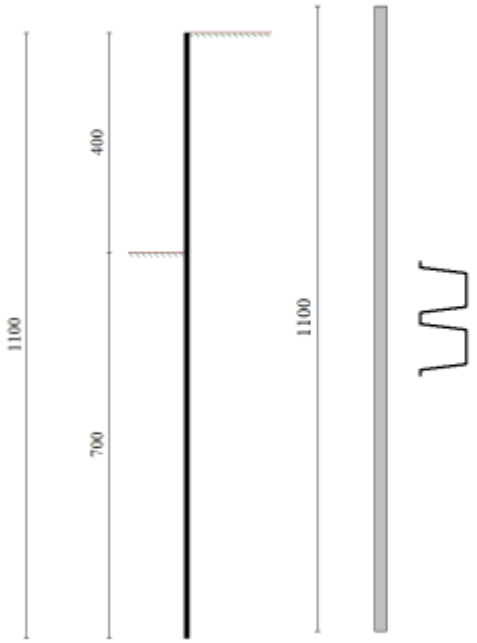


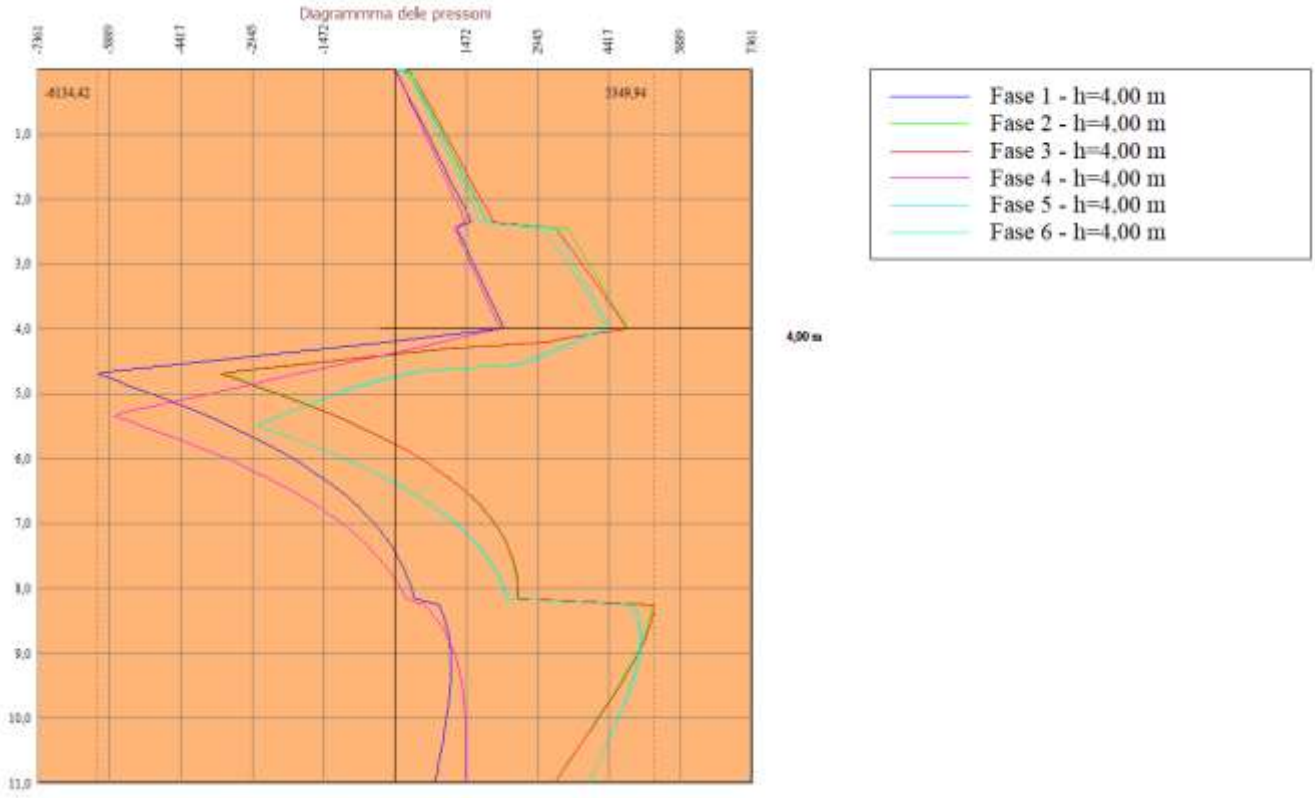
Sezione	Lar-ghezza	Altez-za	Spessore		Area della sezione	Massa		Mo-mento d'inerzia	Modulo di resistenza elastico	Mo-mento Statico	Modulo di resistenza plastico	Classe[1]						
	b mm	h mm	t mm	s mm	cm²/m	Palancola Singola kg/m	Parete kg/m²	cm⁴/m	cm³/m	cm³/m	cm³/m	S 240 GP	S 270 GP	S 320 GP	S 355 GP	S 390 GP	S 430 GP	S 460 AP
AZ 12	670	302	8,5	8,5	126	66,1	**99**	18140	**1200**	705	1409	2	3	3	3	3	3	3
AZ 13	670	303	9,5	9,5	137	72,0	**107**	19700	**1300**	765	1528	2	2	2	3	3	3	3
AZ 14	670	304	10,5	10,5	149	78,3	**117**	21300	**1400**	825	1651	2	2	2	2	2	3	3
AZ 17	630	379	8,5	8,5	138	68,4	**109**	31580	**1665**	970	1944	2	2	3	3	3	3	3
AZ 18	630	380	9,5	9,5	150	74,4	**118**	34200	**1800**	1050	2104	2	2	2	3	3	3	3
AZ 19	630	381	10,5	10,5	164	81,0	**129**	36980	**1940**	1140	2275	2	2	2	2	2	3	3
AZ 25	630	426	12,0	11,2	185	91,5	**145**	52250	**2455**	1435	2873	2	2	2	2	2	2	2
AZ 26	630	427	13,0	12,2	198	97,8	**155**	55510	**2600**	1530	3059	2	2	2	2	2	2	2
AZ 28	630	428	14,0	13,2	211	104,4	**166**	58940	**2755**	1625	3252	2	2	2	2	2	2	2

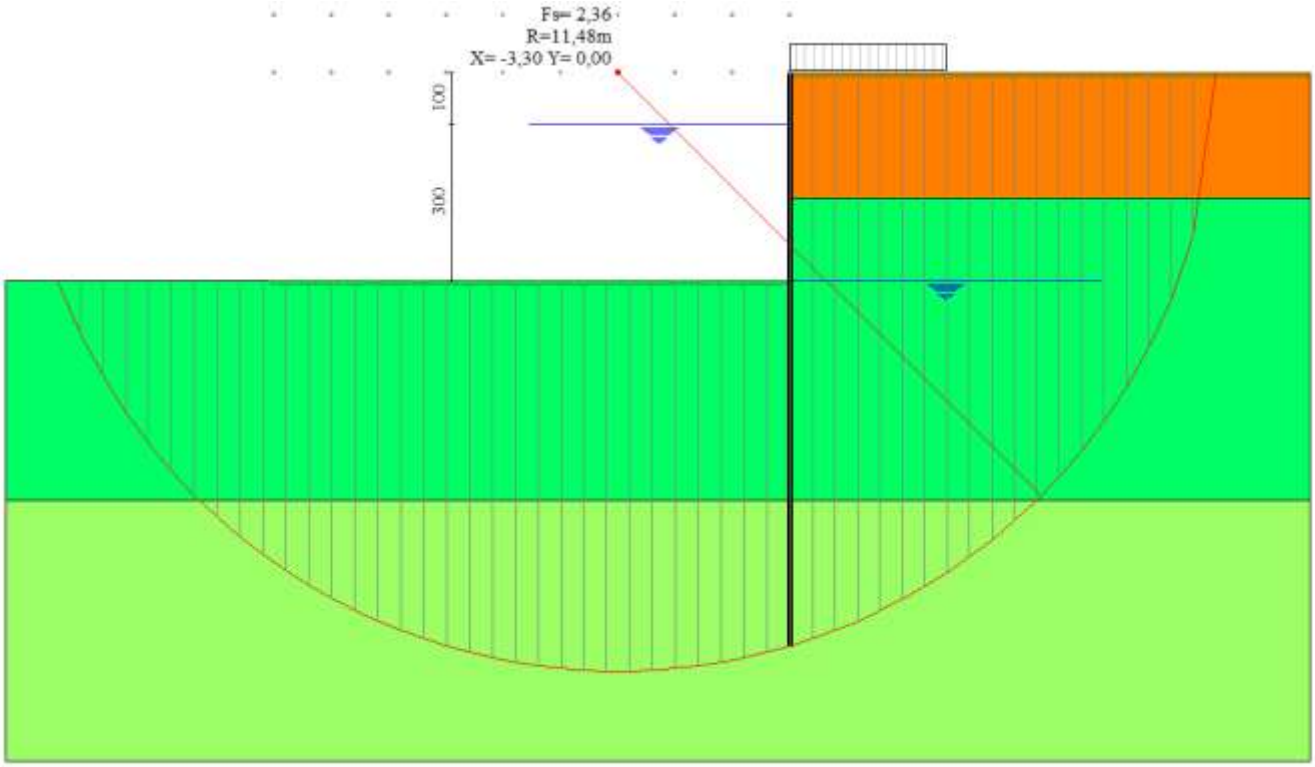
Grado dell'acciaio	EN 10248			Norme internazionali compatibili		
	Limite di snervamento	Carico limite di rottura a trazione	Allungamento minimo	USA	Canada	Japan
	R_{eH}	R_m	$L_o=5{,}65\sqrt{S_o}$	ASTM	CSA	JIS
	MPa	MPa	%			
S 240 GP	240	340	26			




400
Terreno 1
γ=1430 kg/mc c=0,00 kg/cmq
ϕ=24.0 ° δ=16 °
Terreno 2
γ=1730 kg/mc c=0,00 kg/cmq
ϕ=30.0 ° δ=20 °
Terreno 3
γ=1730 kg/mc c=0,00 kg/cmq
ϕ=30.0 ° δ=20 °


400
1100
700
1100


Diagrammma delle pressoni
-7361
-5889
-4417
-2945
-1472
1472
2945
4417
5889
7361
-6134,42
2349,94
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
8,0
9,0
10,0
11,0
4,00 m
Fase 1 - h=4,00 m
Fase 2 - h=4,00 m
Fase 3 - h=4,00 m
Fase 4 - h=4,00 m
Fase 5 - h=4,00 m
Fase 6 - h=4,00 m


Fs= 2,36
R=11,48m
X= -3,30 Y= 0,00
100
300

In accordo a quanto prescritto al punto 2.4.1 delle Norme Tecniche per le costruzioni:

"*Le verifiche sismiche di opere provvisorie possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni*".

PRESCRIZIONI.

La realizzazione dei sistemi di palancole provvisori richiede che vengano adottati tutti i provvedimenti necessari perché l'opera abbia, senza eccezioni, i requisiti progettuali, in particolare per quanto riguarda la verticalità, *la complanarità e il mutuo incastro degli elementi costitutivi*.

L'attrezzatura d'infissione e di estrazione avrà caratteristiche conformi a quanto definito dal l'appaltatore allo scopo di assicurare il raggiungimento della profondità d'infissione richiesta nel contesto stratigrafico locale e la possibilità di estrazione degli elementi non definitivi.

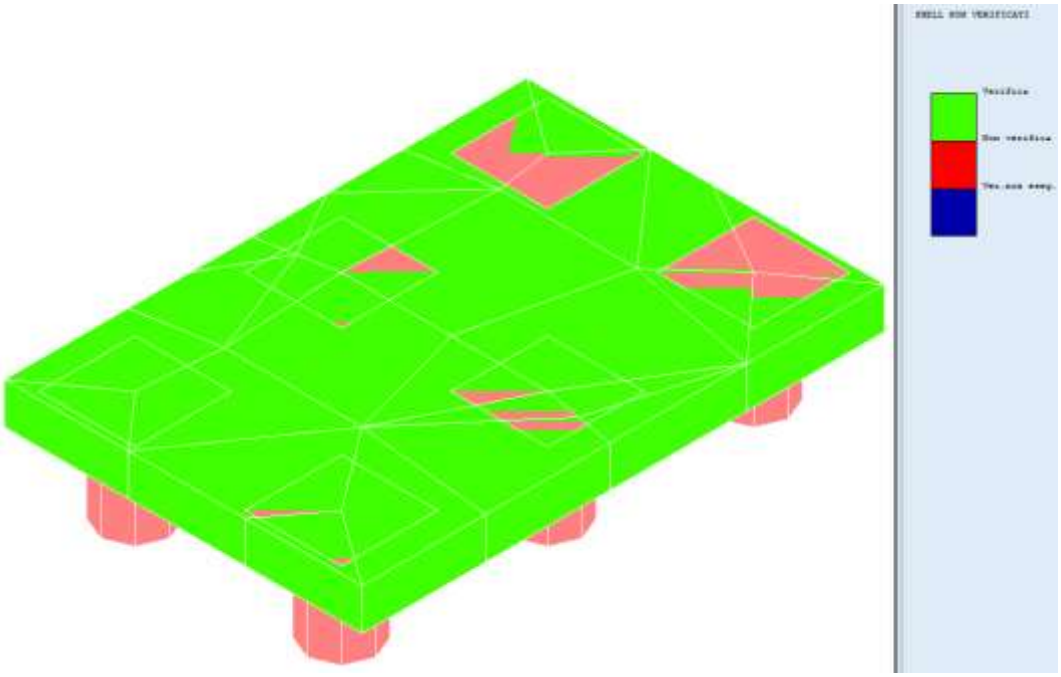
Si prescrivono le seguenti linee da seguire in fase di scavo e di esecuzione dell'opera:

- Lo scavo armato dovrà essere eseguito lontano da edifici esistenti, in particolar modo da fabbricati le cui fondazioni abbiano profondità inferiore a 1,50 m dal piano campagna.

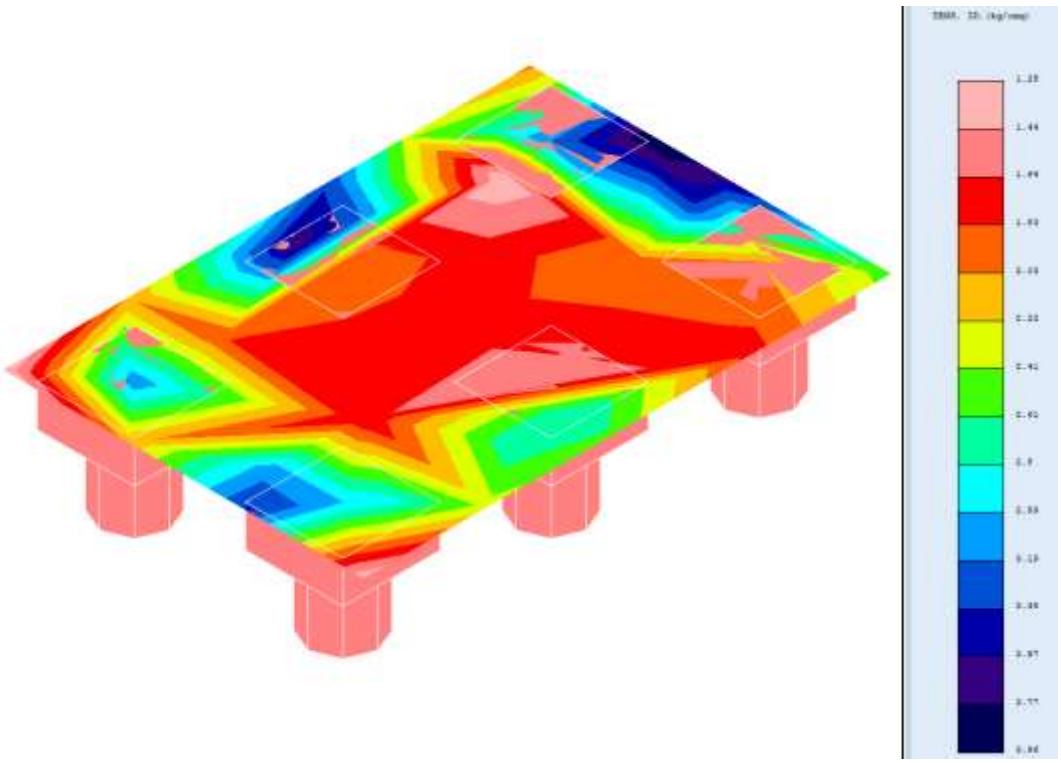
Per escludere una deformazione eccessiva i mezzi di cantiere dovranno distare dal bordo scavo almeno 3 m, altrimenti possono generarsi cedimenti del terreno a monte

SCHEMI DI SINTESI DELLE FONDAZIONI

A. POZZETTO IN VIA TERRAGNETA – NODO O1

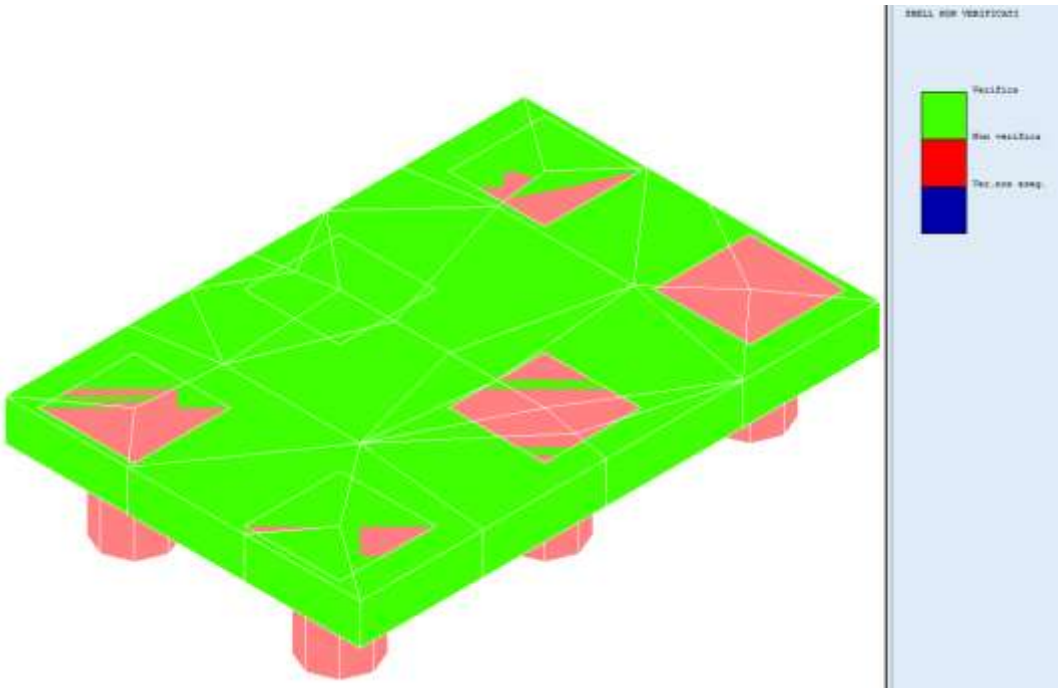


SINTESI DEI RISULTATI SULLE PIASTRE

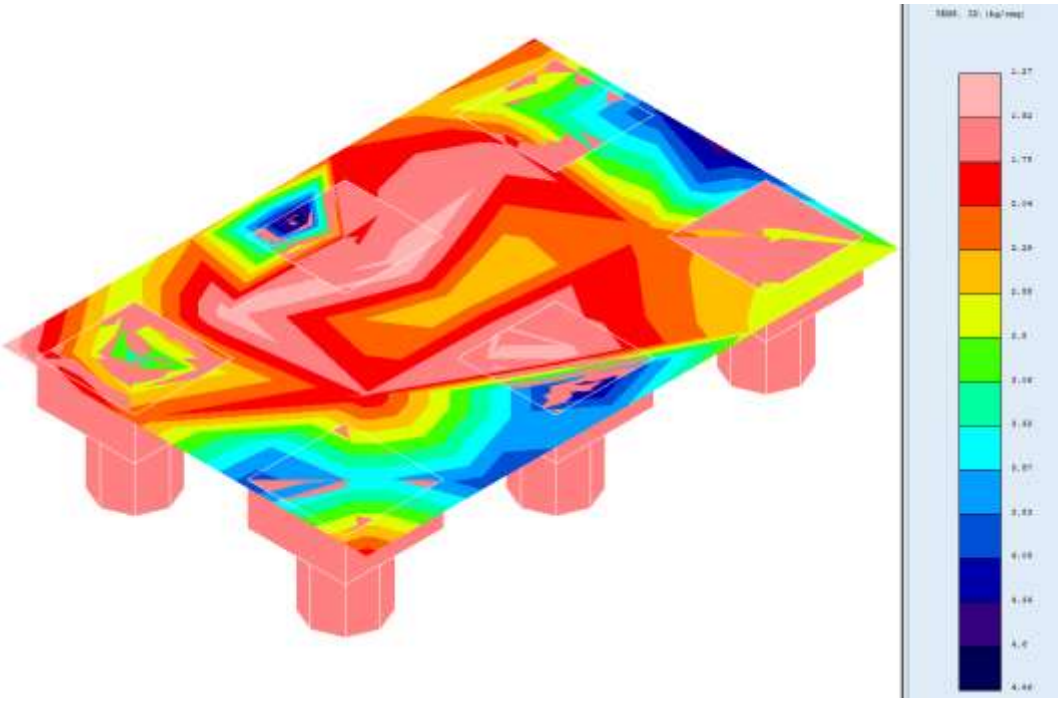


TENSIONI IDEALI A CARICHI VERTICALI

B. POZZETTO IN VIA TERRAGNETA – NODO O1.4

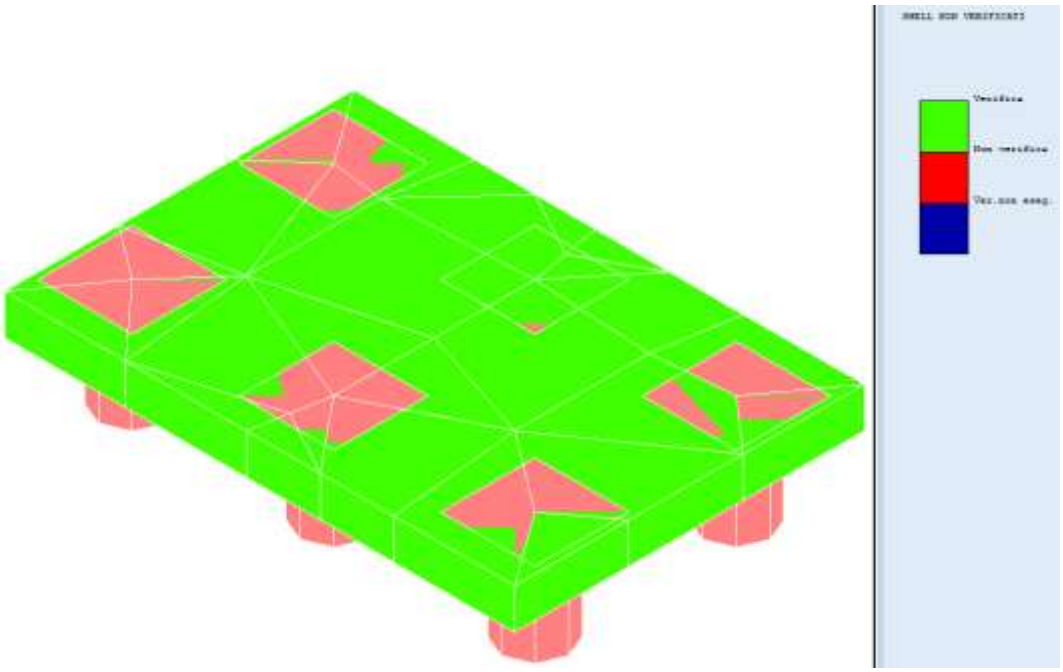


SINTESI DEI RISULTATI SULLE PIASTRE

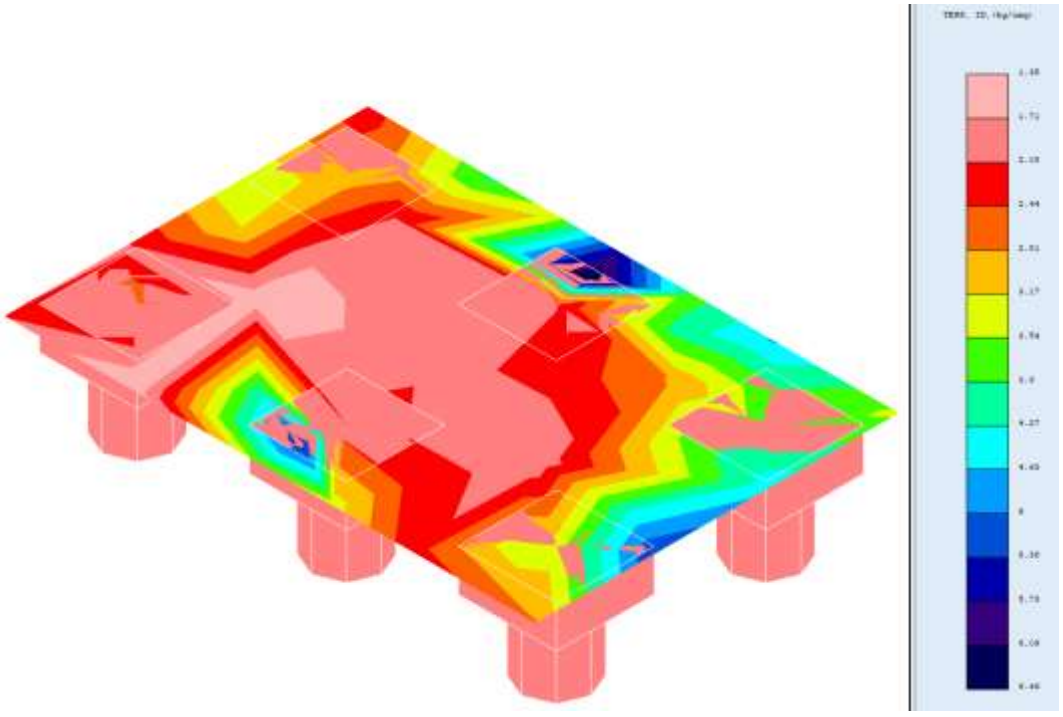


TENSIONI IDEALI A CARICHI VERTICALI

C. POZZETTO IN TRAVERSA BOTTARO – NODO N1

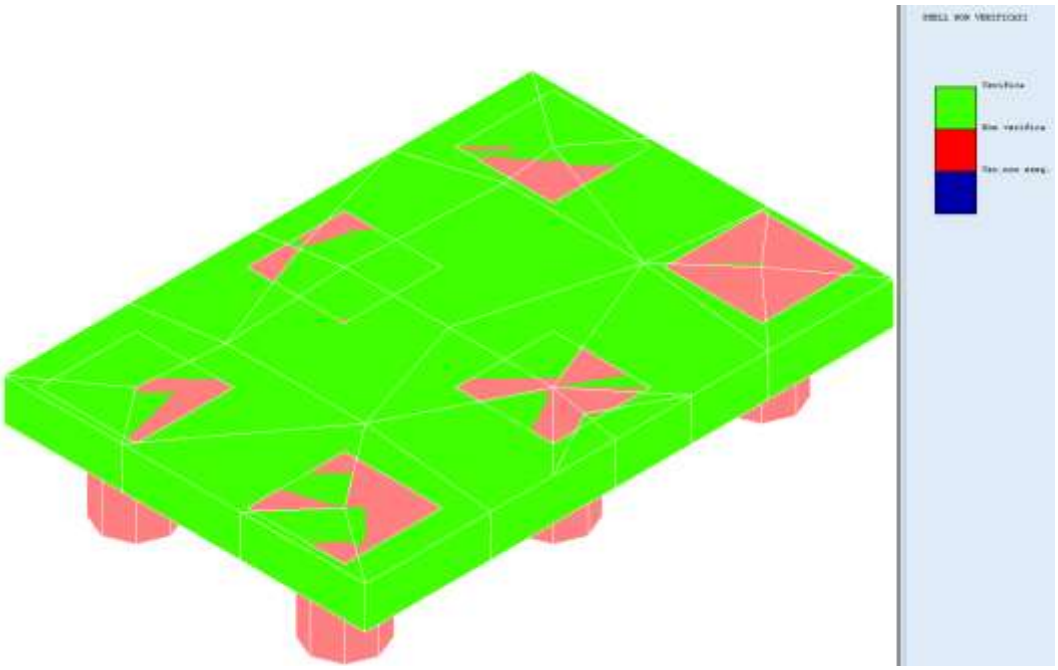


SINTESI DEI RISULTATI SULLE PIASTRE

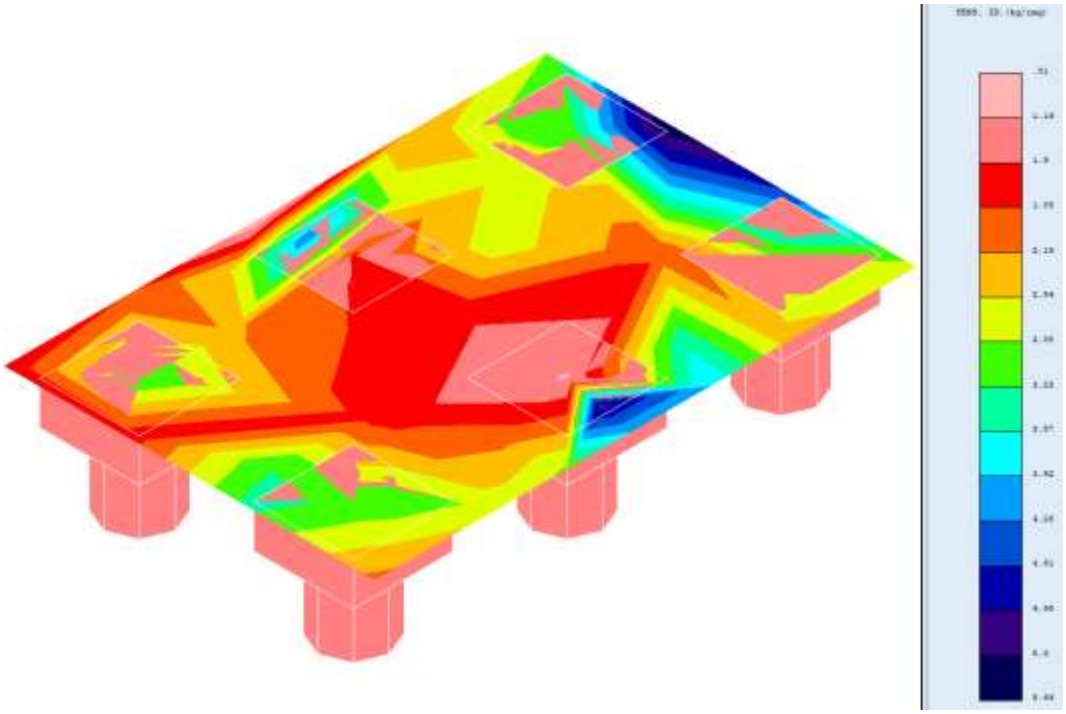


TENSIONI IDEALI A CARICHI VERTICALI

D. POZZETTO VIA MAGENTA – NODO M3’

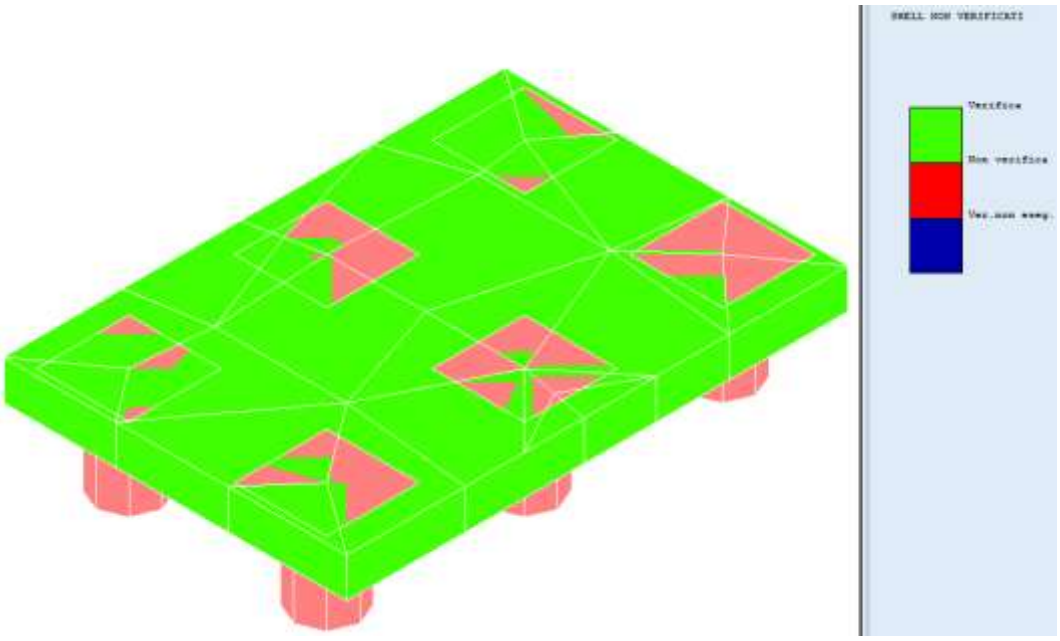


SINTESI DEI RISULTATI SULLE PIASTRE

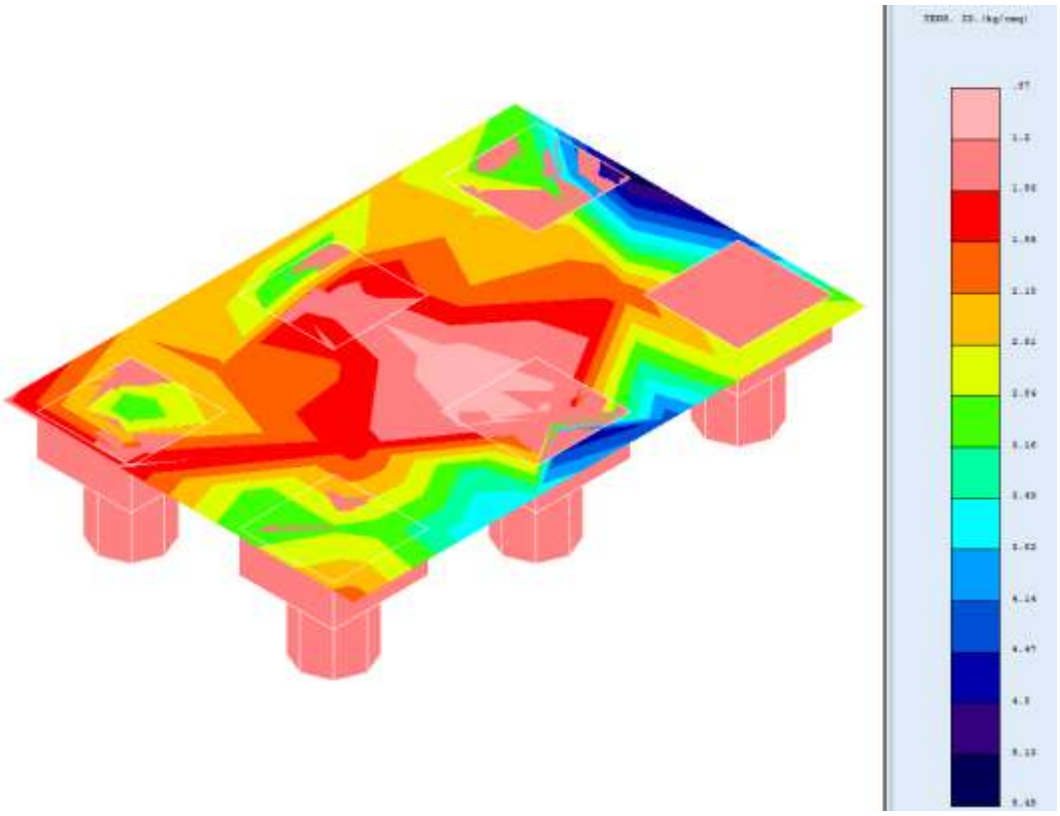


TENSIONI IDEALI A CARICHI VERTICALI

E. POZZETTO VIA MORTELLETO – NODO L4.1’

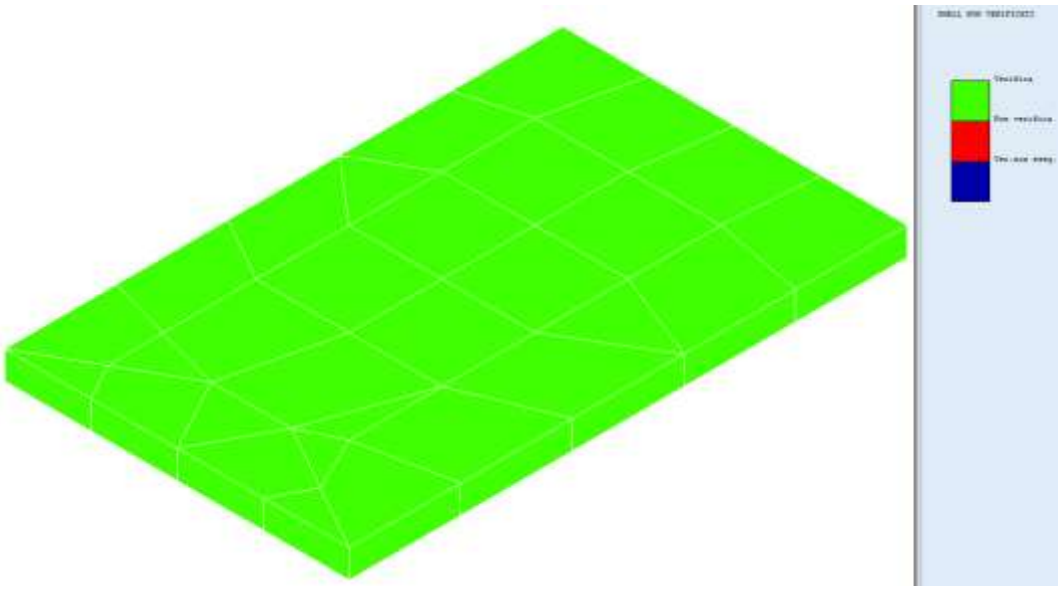


SINTESI DEI RISULTATI SULLE PIASTRE

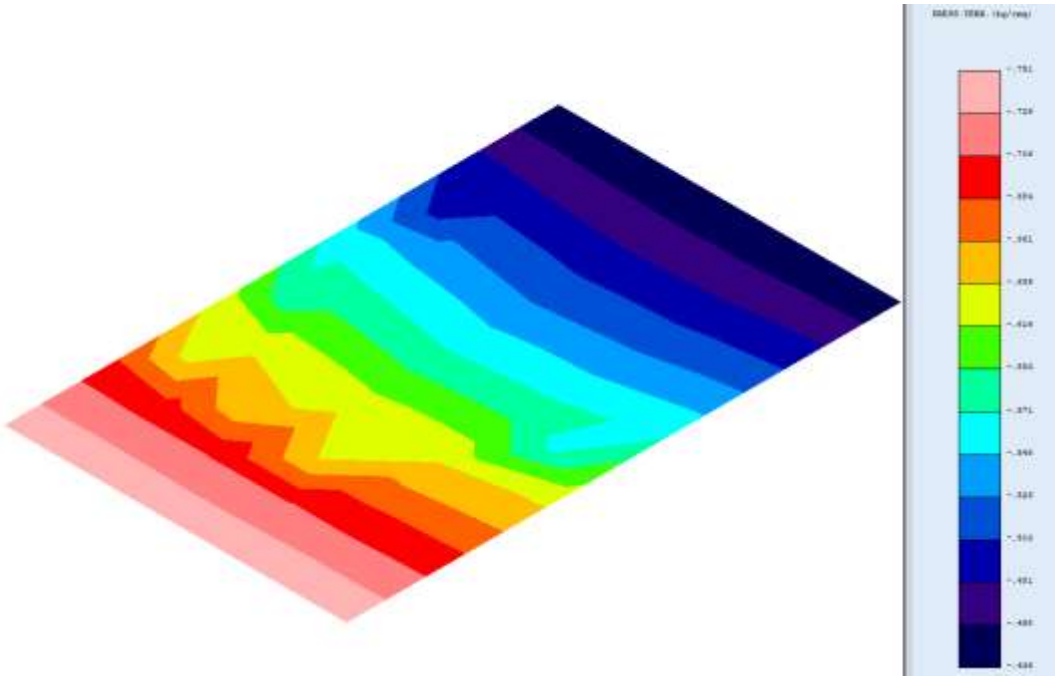


TENSIONI IDEALI A CARICHI VERTICALI

F. CAMERA DI SPINTA ATTRAV. AUTOSTRADA A3 II TRAV. PLINIO – TRATTO G7.1-G7.2

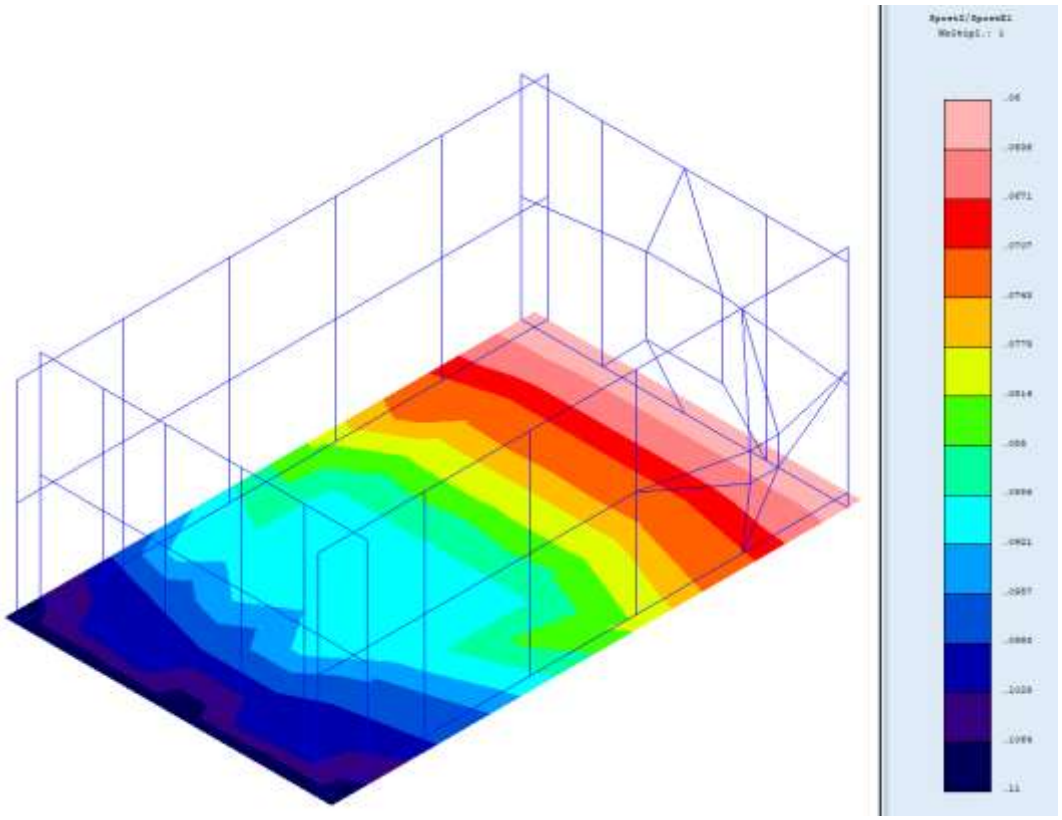


SINTESI DEI RISULTATI SULLE PIASTRE



a)

b)



a) PRESSIONI SUL TERRANO; b) SINTESI DELLA CAPACITA' PORTANTE

CONCLUSIONI

Le verifiche geotecniche e sulle fondazioni dei complessi strutturali oggetto della seguente relazione, hanno evidenziato un buon comportamento sotto l'azione dei carichi applicati.

In applicazione il menzionato progetto è stato redatto nel rispetto del D.M.17/01/2018.

Tutte le verifiche eseguite risultano soddisfatte secondo i livelli di sicurezza previsti dalla normativa vigente ed attestano la conformità delle strutture verificate a quanto disposto dalla stessa legislazione; i cedimenti appena dedotti, sono compatibili ed accettabili, in riferimento alla funzionalità della struttura in elevazione.

Per le verifiche di tipo strutturale e quelle di punzonamento, si rimanda al fascicolo dei calcoli allegato.

IL PROGETTISTA STRUTTURALE