

Valutazione d'Impatto Ambientale (V.I.A.) Autorizzazione Integrata Ambientale (A.I.A.)

D.Lgs. 152/2006 – art. 23 e s.m.i.

L.R. 3/2012 – art. 12

D.Lgs. 152/2006 – art. 29 ter e s.m.i.



**Fermo Ambiente Servizi Impianti Tecnologici Energia S.r.l.
Unipersonale**

Sede legale: Via Mazzini n. 4 – 63900 Fermo (FM)

Sede operativa: C.da S. Biagio – 63900 Fermo (FM)

Tel. 0734/622095 – Fax 0734/622095 – email info@asiteonline.it – pec info@pec.asiteonline.it



**Impianto di trattamento anaerobico della F.O.R.S.U. per la produzione di
Biometano.**

**Realizzazione di una discarica per rifiuti urbani e speciali non pericolosi presso
l'area "ex Camacci".**

Gruppo di lavoro	
	Dott.ssa Pamela Marconi
	Ing. Mauro Bracciani Ing. Francesco Iacomozzi
	Ing. Fabio Conti
	Ing. Marco Sciarra Ing. Sergio Ciampolillo
	Geol. Alessandro Mascitti
	Geol. Massimo Basili Geol. Fabio del Moro
	Ing. Chiara Monaldi
	Dott. Maurizio Di Marino Dott. Matteo Petrelli
	Ing. Giovanni Amadio
	Dott. Marco Cardinali
	Ing. Franco Trebbiani
	Geom. Giulio De Carolis
	Ing. Sergio Moretti
Coordinamento	
	Dott. Matteo Petrelli

Elaborato

**Relazione Geotecnica sulle Fondazioni
Superficiali e Profonde**

Codice

II_STRUT_30

Data

Settembre 2019

Autore



Ing. Franco Trebbiani

Via Damiano Chiesa n. 1

CAP 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Telefono: 328.1256670 Fax: 0735.762337

Email: trebbiani@tiscali.it

Pec: franco.trebbiani@ingpec.eu





SOMMARIO

1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
2	PREMESSA.....	1
3	CRITERI DI PROGETTAZIONE DELLE FONDAZIONI	2
4	RISPOSTA SISMICA LOCALE	3
5	PARAMETRI DI ANALISI	4
6	PROGRAMMA DELLE INDAGINI GEOTECNICHE.....	5
7	MODELLAZIONE DEL SOTTOSUOLO E METODI DI ANALISI E DI VERIFICA.....	7
8	CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI TECNICHE.....	12
9	STATO DI TENSIONE ESTREMO SULLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	13



1 Normativa di Riferimento

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI D.M. 17 gennaio 2018

D.M. 14 gennaio 2008: Norme Tecniche per le Costruzioni in Zona Sismica.

Circolare Ministeriale n. 617 del 2 febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Circolare Ministeriale n. 7 del 21 gennaio 2019

Istruzioni per l'applicazione del Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: Norme Tecniche per le Costruzioni in Zona Sismica

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

EUROCODICI

UNI EN 1997 – 1 : 2005: Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.

UNI EN 1998 – 1 : 2005 Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

D.M. 11 MARZO 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 (norma possibile se si opera in Zona sismica 4, attuali Classi I e II).

2 Premessa

Oggetto della presente relazione tecnica illustrativa è la nuova costruzione di un impianto di trattamento anaerobico della frazione organica di rifiuti solidi urbani per la produzione di biometano. L'intervento in oggetto sarà realizzato in Contrada San Biagio snc, CAP 63900 Fermo (FM) sull'area censita nel Comune D542, foglio n. 111, mappali n. 9, 10, 116, 117, 119, 120 ed attualmente ricadente in zona APS: Aree per attrezzature pubblici servizi ed attrezzature tecnologiche per servizi urbani, art. 46 NT e Aree Progetto da art. 76 ad art. 135 NT del P.R.G. vigente.

Il Committente unico dell'opera è Fermo Ambiente Servizi Impianti Tecnologici Energia srl uni personale con sede legale in Via Giuseppe Mazzini n. 4, CAP 63900 Fermo (FM).

Il sito ricade in Zona Sismica 2 ed è individuabile nel sistema di riferimento Cartografico European Datum 1950 in accordo con le prescrizioni del D. M. 17 gennaio 2018 alle seguenti coordinate geografiche:

Latitudine ED50 $\varphi = 43^{\circ},123050$

Longitudine ED50 $\lambda = 13^{\circ},677890$

Quota Ortometrica $Q = 179,75 \text{ m}$



La costruzione è classificabile come opera la cui interruzione della funzionalità operativa potrebbe ricadute dirette od indirette sull'ambiente circostante, pertanto si ritiene di classificarlo in **Classe d'Uso 3**. Le costruzioni sono state considerate con livelli di prestazioni ordinari, ne deriva una vita nominale **VN pari a 50 anni** ed un coefficiente d'uso pari ad **1,50** con conseguente periodo di riferimento **VR pari a 75 anni** utilizzato per la determinazione dei parametri di pericolosità sismica locale.

L'intervento sarà realizzato lungo il versante di una collina caratterizzata da una pendenza topografica maggiore di 15 gradi. Pertanto a seguito delle indagini geotecniche condotte in sito e descritte nella relazione geologica allegata, si conferma la scelta della categoria topografica **T2**.

Considerata la stratigrafia dell'area si conferma la categoria di **Sottosuolo C** relativo a depositi di terreno a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti.

In ogni caso, lo spettro sismico utilizzato nella progettazione è stato assunto cautelativamente sulla base di uno studio di risposta sismica locale desunto da una esaustiva campagna di prove geotecniche in sito.

3 Criteri di Progettazione delle Fondazioni

Il dimensionamento delle opere di fondazione varia a seconda del corpo di fabbrica considerato, tuttavia ogni costruzione presenta una fondazione indiretta profonda costituita da un graticcio di travi in c.c.a collegato da una platea appoggiati su pali trivellati.

Per ogni corpo di fabbrica si è proceduto al dimensionamento e verifica di ogni elemento strutturale, definendo inoltre la classe di resistenza del calcestruzzo. La classe di esposizione è stata sempre considerata XC2.

Nella modellazione si è considerata la presenza di fondazioni superficiali e fondazioni profonde, schematizzando il suolo con un letto di molle elastiche di assegnata rigidezza. In direzione orizzontale si è considerata una rigidezza proporzionale a quella verticale, includendo nella determinazione delle azioni anche il peso sismico delle fondazioni. I valori di default dei parametri di modellazione del suolo includono nella determinazione delle azioni anche il peso sismico delle fondazioni.

Per elementi nei quali si sono valutati i parametri geotecnici in funzione della stratigrafia sottostante si sono adottate le seguenti formulazioni di letteratura:

Metodo di calcolo della K verticale	Vesic
Metodo di calcolo della capacità portante	Hansen
Metodo di calcolo della pressione limite punta palo	Vesic

La resistenza limite offerta dai pali in direzione orizzontale e verticale è funzione dell'attrito e della coesione che si può sviluppare all'interfaccia con il terreno. Oltre ai dati del suolo, descritti nelle seguenti stratigrafie, hanno influenza anche i seguenti parametri:

Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)	2.30
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)	1.10
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione	1.15



Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.70

La pericolosità sismica di base del sito di costruzione è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa al suolo in condizioni ideali su sito di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale. Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni ag e dalle relative forme spettrali, come previsto nell'allegato A della norma. I tre parametri fondamentali (accelerazione ag, fattore di amplificazione Fo e periodo T*C) si ricavano per ciascun nodo del reticolo di riferimento in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica TR previsto, espresso in anni; quest'ultimo è noto una volta fissate la vita di riferimento Vr della costruzione e la probabilità di superamento attesa nell'arco della vita di riferimento. Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVr cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono riportate nella tabella 3.2.I del §3.2.1 della norma; i valori di PVr forniti in tabella possono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere (cfr. anche il §C3.2.1).

Nella presente progettazione si sono considerati i seguenti parametri sismici:

PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	75.43	
Ag/g SLD	0.0798	
Fo SLD	2.432	
Tc* SLD	0.307	[s]
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	711.84	
Ag/g SLV	0.21	
Fo SLV	2.463	
Tc* SLV	0.333	[s]

4 Risposta Sismica Locale

Le condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera e le condizioni topografiche concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Gli effetti stratigrafici sono legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno. Gli

effetti topografici sono invece legati alla configurazione topografica del piano campagna ed alla possibile focalizzazione delle onde sismiche in punti particolari come pendii o creste.

Nella presente progettazione l'effetto della risposta sismica locale è stato valutato individuando la categoria di sottosuolo di riferimento corrispondente alla situazione in sito e considerando le condizioni topografiche locali (NTC18 e NTC08 §3.2.2). Per la valutazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica SS la caratterizzazione geotecnica condotta nel volume significativo consente di identificare il sottosuolo prevalente nella categoria C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti. Si riporta per completezza la corrispondente descrizione indicata nella norma NTC2018.

Per la valutazione del coefficiente di amplificazione topografica ST, viste le condizioni in sito e l'orografia della zona, si è attribuita la categoria topografica T2 - Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$. Si riporta per completezza la corrispondente descrizione indicata nella norma NTC2018.

Categoria topografica T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$

Tipo di costruzione

2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

Vn

Default (50)

Classe d'uso

III

Località

Contrada San Biagio snc, CAP 63900 Fermo (FM)
 Latitudine ED50 43,1234° (43° 7' 24")
 Longitudine ED50 13,678° (13° 40' 41")
 Altitudine s.l.m. 179,75 m

Vr

Default (75)

Dettagli...

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	45	0,064	3,002	0,292
SLD	Default (63)	75	0,082	3,028	0,308
SLV	Default (10)	712	0,212	3,522	0,336
SLC	Default (5)	1462	0,274	3,588	0,348

5 Parametri di Analisi

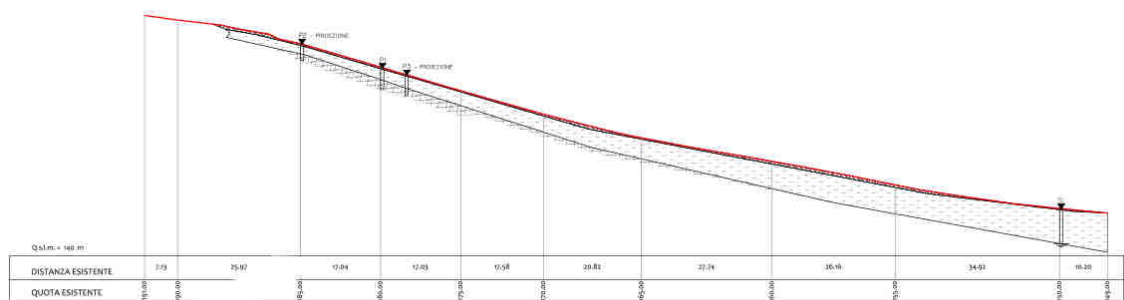
Si è condotta per tutti i ventisette corpi di fabbrica una analisi di tipo lineare dinamica con fattore base di comportamento q che è funzione della tipologia di strutturale adottata e delle caratteristiche di duttilità attesa.

Si è cautelativamente considerata una classe di duttilità media cosiddetta CD B oppure la condizione di strutture non dissipative a cui corrispondono per le strutture in esame i diversi fattori di struttura. Tutti i parametri sono riportati nella relazione di calcolo di ogni corpo di fabbrica.

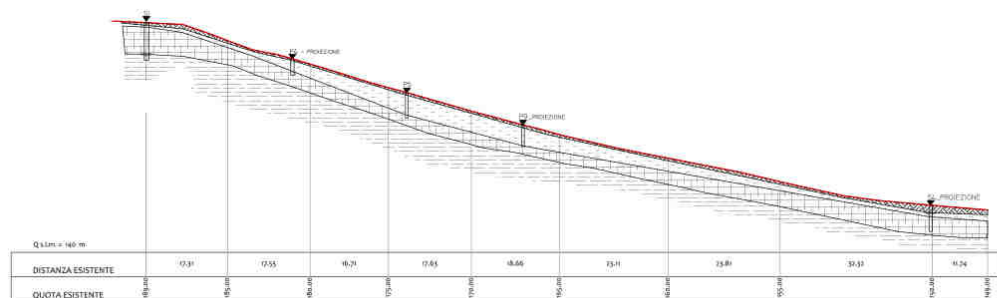
Nell'analisi dinamica modale si sono analizzati un numero di modi di vibrare variabile fra un minimo di sei ed un massimo di ventiquattro, valutati secondo il metodo di Ritz.

6 Programma delle Indagini Geotecniche

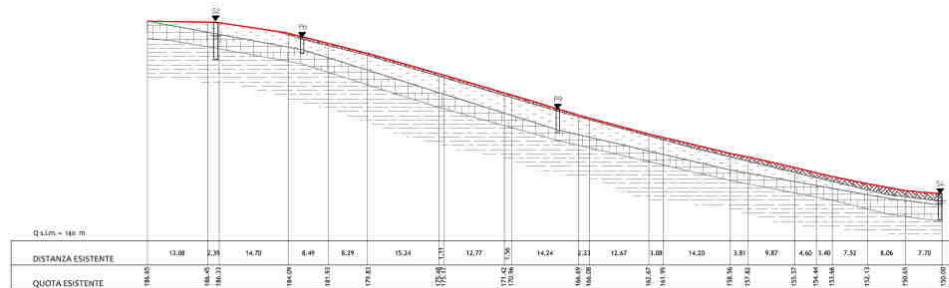
Le indagini geologiche e geofisiche sono state condotte e raccolte dal studio del dott. Basili Massimo il quale ha provveduto alla redazione di una adeguata caratterizzazione dei terreni. Si allega di seguito una sintesi del programma di indagine eseguito.



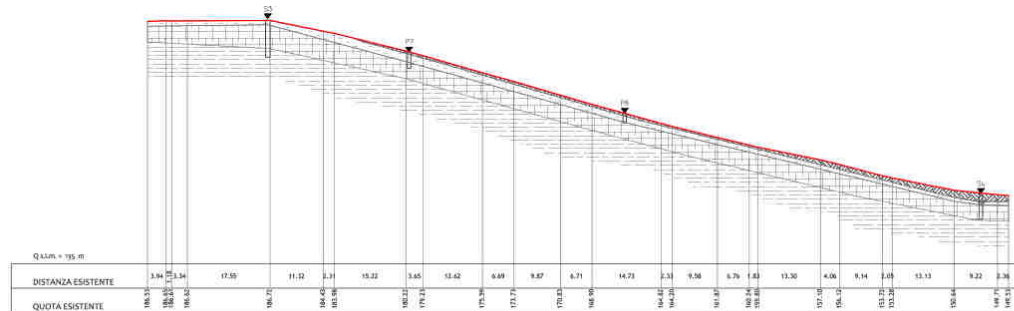
SEZIONE LITOGRAFICA "A" scala 1:500



SEZIONE LITOGRAFICA "B" scala 1:500

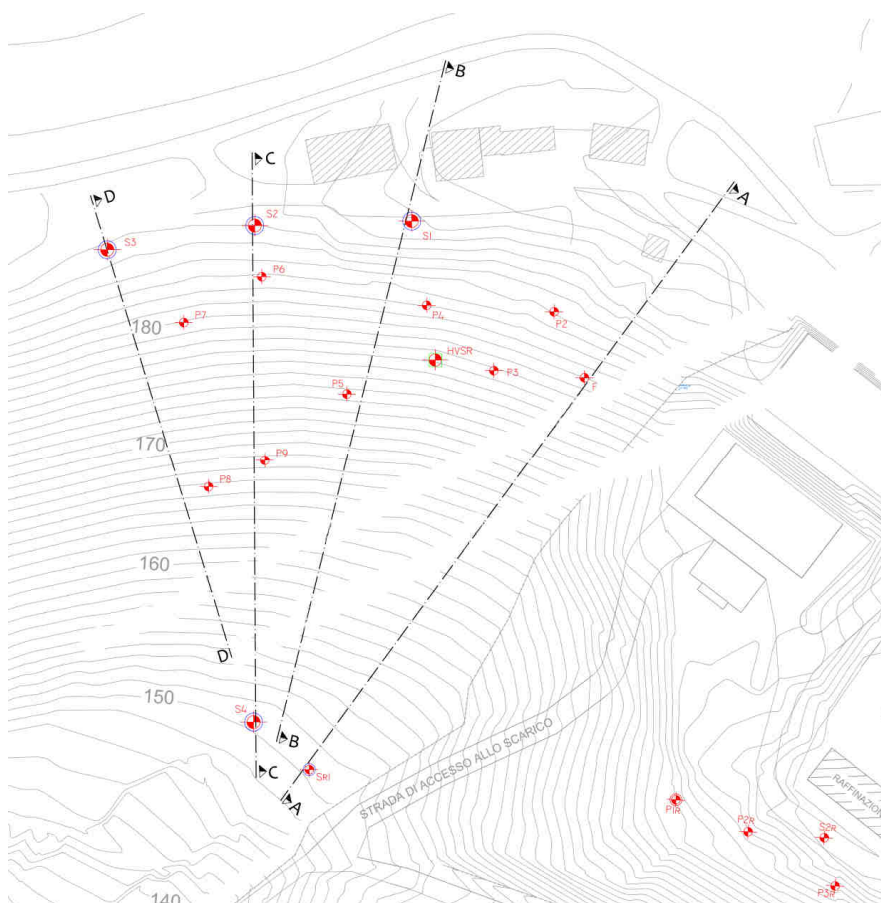


SEZIONE LITOGRAFICA "C" scala 1:500

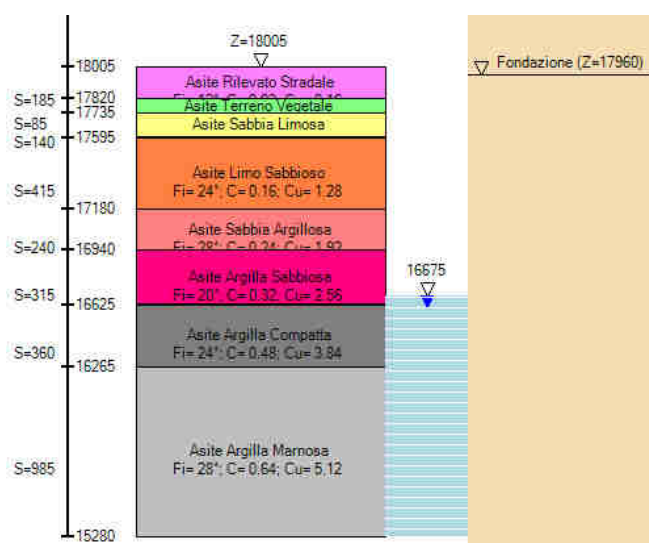


SEZIONE LITOGRAFICA "D" scala 1:500

Sezioni Terreno da Relazione Geologica


Planimetria Sondaggi da Relazione Geologica

Sono state modellate nel solutore settantadue stratigrafie diverse ed utili a caratterizzare fedelmente le caratteristiche del terreno in adiacenza ad ogni singolo corpo di fabbrica, abbattendo al minimo le incertezze legate alla variabilità dei parametri geotecnici.


Stratigrafia Utilizzata in Modellazione Sismica



Stratigrafie

Terreno: terreno mediamente uniforme presente nello strato.

Sp.: spessore dello strato. [cm]

Liqf: indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche.

Kor,i: coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kor,s: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kve,i: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kve,s: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Eel,s: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eel,i: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i
Asite Terreno Vegetale	85	No	0.32	0.16	0.64	0.32	48	48
Asite Sabbia Limosa	140	No	0.64	0.32	1.28	0.64	84	84
Asite Limo Sabbioso	335	No	1.28	0.64	2.56	1.28	144	144
Asite Sabbia Argillosa	240	No	2.56	1.28	5.12	2.56	216	216
Asite Argilla Sabbiosa	315	No	5.12	2.56	10.24	5.12	288	288
Asite Argilla Compatta	360	No	10.24	5.12	20.48	10.24	348	348
Asite Argilla Marnosa	985	No	20.48	10.24	40.96	20.48	432	432

Falde acquifere

Profondità: profondità della superficie superiore della falda dalla quota del punto di riferimento. [cm]

Carico piezometrico: carico piezometrico rispetto alla superficie superiore, 0 per falde freatiche. [cm]

Spessore: spessore dell'acquifero.

Profondità	Carico piezometrico	Spessore
1065	0	Fino in fondo

7 Metodi di Analisi e di Verifica

Le travi di fondazione sono modellate tramite uno specifico elemento finito che gestisce il suolo elastico alla Winkler.

Le fondazioni a plinto superficiale sono modellate con un numero elevato di molle verticali elastiche agenti su nodi collegati rigidamente al nodo centrale. Le fondazioni a platea sono modellate con l'inserimento di molle verticali elastiche agenti nei nodi delle mesh.

Il palo di fondazione è stato modellato tramite il frazionamento in più aste verticali. Nei nodi di suddivisione vengono posizionate molle assial simmetriche elastiche denominate FLAT, che riproducono l'interazione con il terreno lungo la superficie laterale del palo. L'elemento finito denominato FLAT possiede 3 gradi di libertà, ovvero spostamento lungo l'asse del palo (verticale), spostamento planare (orizzontale), rotazione attorno all'asse (torcente). Il comportamento elastico degli elementi FLAT è dato dalle costanti elastiche orizzontali, verticali e rotazionali. Esse sono calcolate a partire dalle costanti elastiche orizzontali e verticali caratteristiche di ogni strato di terreno che compone la stratigrafia nella quale il palo è immerso. In punta al palo, in aggiunta all'elemento FLAT, viene inserita una molla elastica verticale le cui caratteristiche sono ricavate dai dati di input del palo o dalla stratigrafia.

Verifica di scorrimento

La verifica di scorrimento della fondazione superficiale viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa della fondazione, ricavato in base alla stratigrafia associata all'elemento, e trascurando, a favore di sicurezza, l'eventuale spinta passiva laterale.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui



singoli tratti.

Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la spinta passiva laterale.

Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto (R_d) e quelle instabilizzanti (E_d):

$$R_d = (N \cdot \tan(\varphi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{Rs}$$

$$E_d = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

dove:

N = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;

T_x, T_y = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;

$\tan(\varphi)$ = coefficiente di attrito terreno-fondazione;

c_a = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una sua frazione;

B, L = dimensioni della fondazione;

α = fattore di riduzione della spinta passiva;

S_p = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;

γ_{rs} = fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento $FS=R_d/E_d$ sia non minore di un prefissato limite.

Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla stratigrafia associata all'elemento.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

La verifica viene fatta raffrontando la portanza di progetto (R_d) con la sollecitazione di progetto (E_d); la prima deriva dalla portanza calcolata con metodi della letteratura geotecnica, ridotta da opportuni fattori di sicurezza parziali; la seconda viene valutata ricavando la risultante della sollecitazione scaricata al suolo con una integrazione delle pressioni nel tratto di calcolo. Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo di progetto della fondazione (R_d) ed il carico agente (E_d), sia non minore di un prefissato limite.

La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione,

esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato.

La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Hansen.

Metodo di Brinch-Hansen

La capacità portante valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen risulta, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

- gamma ' = peso di volume efficace dello strato di fondazione;
- B = larghezza efficace della fondazione ($B = B_f - 2e$);
- L = lunghezza efficace della fondazione ($L = L_f - 2e$);
- c = coesione dello strato di fondazione;
- c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;
- q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;
- N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;
- s_y, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;
- d_y, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione;
- i_y, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;
- b_y, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;
- g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi; \quad N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \phi)}; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg} \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta = 0); \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 45^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta > 0)$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot \text{tg} \beta)^5; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}$$

$$\text{dove: } k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = \text{arctg} \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1)$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

phi = angolo di attrito dello strato di fondazione;

ca = aderenza alla base della fondazione;

nu = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale (nu = 0 se orizzontale);

beta = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;

Influenza degli strati sulla capacità portante

Le formulazioni utilizzate per la portanza prevedono la presenza di uno stesso terreno nella zona interessata dalla potenziale rottura. In prima approssimazione lo spessore di tale zona è pari a:

$$H = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \text{Tan}(45^\circ + \phi / 2)$$

In presenza di stratificazioni di terreni diversi all'interno di tale zona, il calcolo diventa più complesso; non esiste una metodologia univoca per questi casi, differenti autori hanno proposto soluzioni diverse a seconda dei casi che si possono presentare. In prima approssimazione, nel caso di stratificazioni, viene trovata una media delle caratteristiche dei terreni, pesata sullo spessore degli strati interessati. Nel caso in cui il primo strato incontrato sia coesivo viene anche verificato che la compressione media agente sulla fondazione non superi la tensione limite di espulsione, circostanza che provocherebbe il rifluimento del terreno da sotto la fondazione, rendendo impossibile la portanza. La tensione limite di espulsione qult per terreno coesivo viene calcolata come:

$$q_{\text{ult}} = 4c + q$$

dove c è la coesione e q è il sovraccarico agente sul piano di posa.

Influenza del sisma sulla capacità portante

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica.

L'effetto inerziale prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace.

L'effetto cinematico si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h , cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante.

Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (earthquake), valutati secondo **Paolucci e Pecker**:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0.35} ; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h ; \quad e_\gamma = e_q$$

Verifica di capacità portante pali

La verifica di capacità portante del palo viene eseguita raffrontando la portanza di progetto (R_d) con la sollecitazione di progetto (E_d), valutata come sforzo normale agente alla sommità del palo, compreso il peso proprio del palo. La portanza di progetto (R_d) è pari alla portanza verticale calcolata, mediante una formulazione analitica, divisa per opportuni fattori di sicurezza parziali.

La portanza verticale complessiva calcolata è data dalla somma del contributo laterale+punta, o del solo contributo laterale nel caso di palo in trazione.

La capacità portante laterale viene calcolata con una formulazione statica, in funzione della coesione e dell'attrito laterale dei terreni incontrati lungo il fusto del palo, valutata nel punto medio di ciascuno strato omogeneo presente.

Il valore complessivo laterale è data dalla sommatoria:

$$P_v = \sum_i (\alpha \cdot c + k_0 \cdot p_v \cdot \tan \varphi) \cdot S_i$$

dove si sono indicati con:

k_0 il coefficiente di spinta a riposo dell'i-esimo terreno della stratigrafia

$p_v = \sum \gamma_i \cdot h_i$, la pressione litostatica verticale efficace nel punto di calcolo

$p_o = k_0 \cdot p_v$, la pressione litostatica orizzontale efficace nel punto di calcolo

c, φ la coesione e l'angolo di attrito interno dell'i-esimo terreno

α il coefficiente di adesione della coesione all'interfaccia terreno-pali (usualmente tra 0.5÷0.8)

D il diametro di perforazione del palo

S_i la superficie laterale dell'i-esimo tratto di calcolo ($\pi \cdot D \cdot h_i$)

La capacità portante di punta del palo viene presa pari al prodotto tra la pressione limite di rottura in punta palo, dichiarata espressamente o calcolata con formule analitiche di letteratura, e l'area della punta del palo. Nei pali in cui si è calcolata la pressione limite con formule analitiche in funzione della stratigrafia sottostante la punta del palo, questa viene calcolata utilizzando la formulazione proposta da Vesic per la capacità portante alla punta dei pali.

Con tale formulazione i fattori di capacità portante sono:

$$N'_q = \frac{3e^{(\pi/2-\phi)\tan\phi}}{3-\sin\phi} \cdot \left[\operatorname{tg}\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \right]^2 \cdot I_{rr} \left[\frac{4\sin\phi}{3(1+\sin\phi)} \right]$$

$$N'_c = (N'_q - 1) \cdot \cot\phi$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} tiene conto della deformazione volumetrica ϵ_{ps_v} raggiunta dal terreno in condizioni prossime alla rottura e riduce l'indice di rigidezza I_r teorico. Secondo la formulazione proposta da Vesic quest'ultimo è pari al rapporto tra modulo di elasticità tangenziale G e resistenza al taglio del terreno (Fondazioni, J.E.Bowles).

$$I_r = \frac{G}{c + q \cdot \operatorname{tg}\phi}$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \epsilon \cdot I_r}$$

Il valore di portanza alla punta è quindi:

$$P_{pu} = A_p \cdot [c \cdot N'_c + \eta \cdot q \cdot (N'_q - 1)]$$

dove si sono indicati con:

A_p , l'area della punta del palo

c , ϕ la coesione e l'angolo di attrito interno del terreno sottostante la punta

η , coefficiente indicato da Vesic, dato da: $(1 + 2 \cdot K_0)/3$

q sforzo verticale efficace (pressione geostatica) agente alla profondità della punta

A favore di sicurezza tale formulazione trascura il termine N'_q e considera il peso proprio del palo.

In condizioni non drenate ($c=c_u$ e $\phi=0$) il termine N'_q diventa pari a 1, mentre il termine N'_c viene assunto pari all'usuale valore (9) utilizzato per pali. In tali condizioni la portanza alla punta si semplifica in:

$$P_{pu} = A_p \cdot [9 \cdot c_u]$$

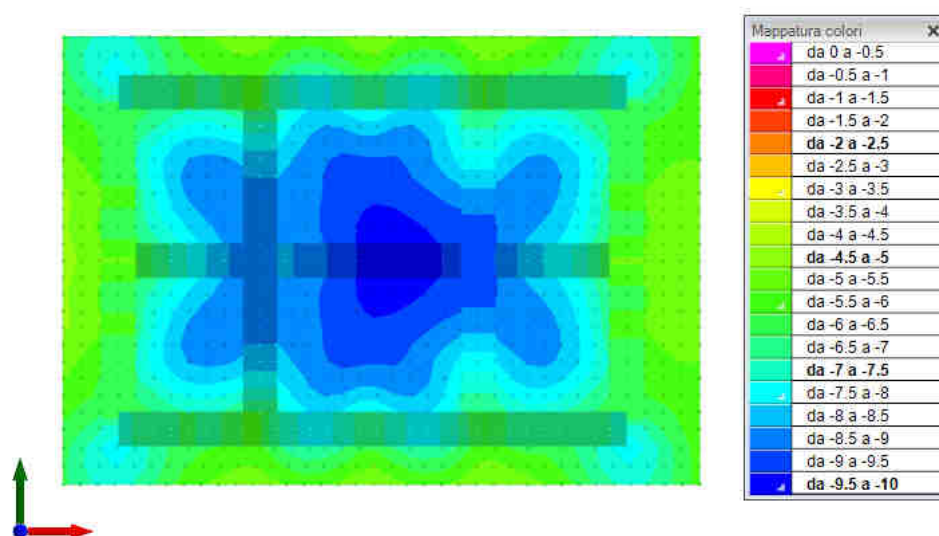
8 Conclusioni e Prescrizioni Tecniche

Le analisi condotte dimostrano che le opere di fondazione progettate appaiono ben adeguate ad assolvere alla funzione sia in condizioni statiche e che sotto azioni dinamiche. I cedimenti e le pressioni a contatto del terreno di fondazione risultano compatibili con le caratteristiche geotecniche determinate in sito.

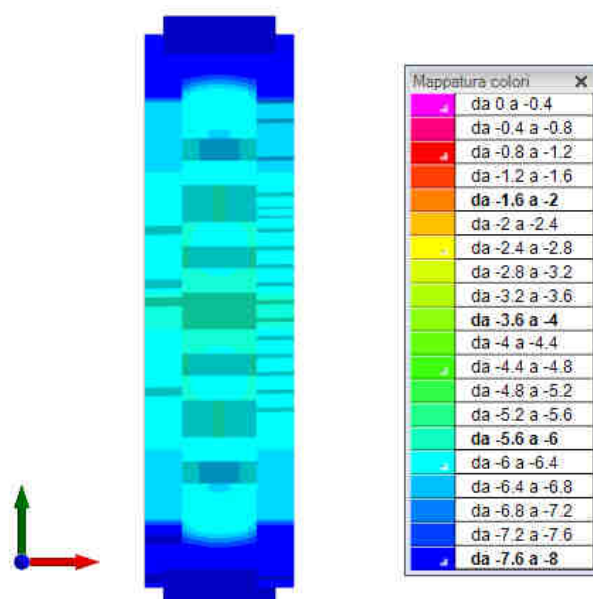
Si allegano di seguito le immagini relative alle tensioni sul terreno di fondazione per gli involuppi di combinazioni di carico per ogni Stato Limite previsto dalla Normativa vigente per lo stato di progetto.

9 Stato di Tensione Estremo sulle Fondazioni Superficiali

Si allegano di seguito le immagini più significative dello stato tensionale relativo ad ogni corpo di fabbrica nell'involuppo degli stati limite ultimi e di salvaguardia della vita. Le tensioni sono espresse in kPa ovvero in kN/m^2 .

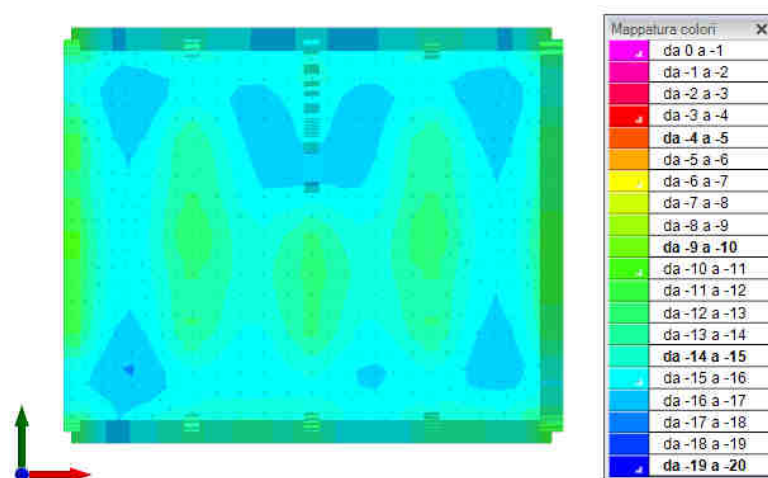
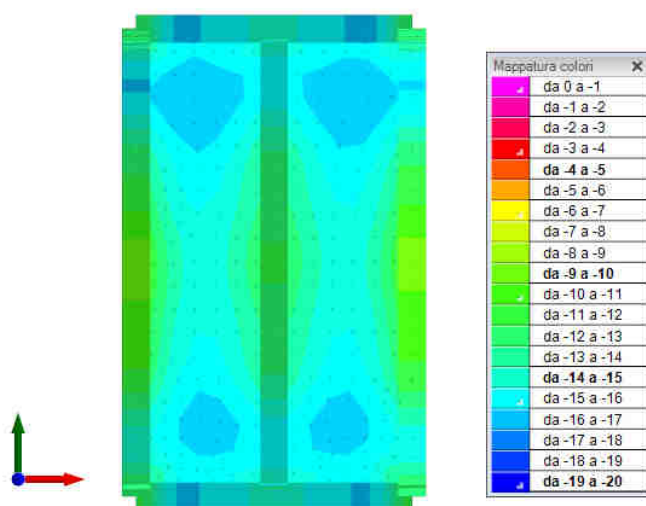
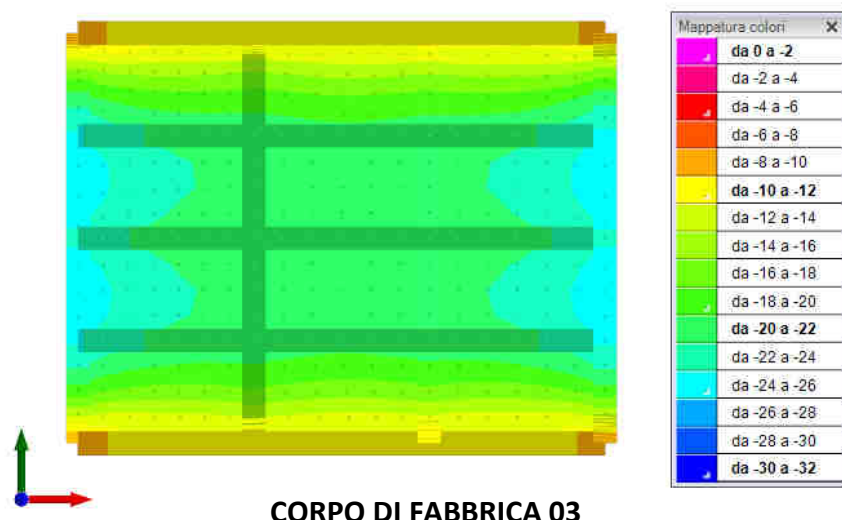


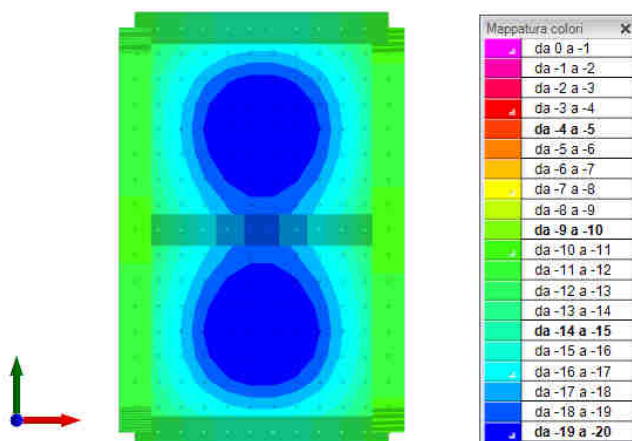
CORPO DI FABBRICA 01



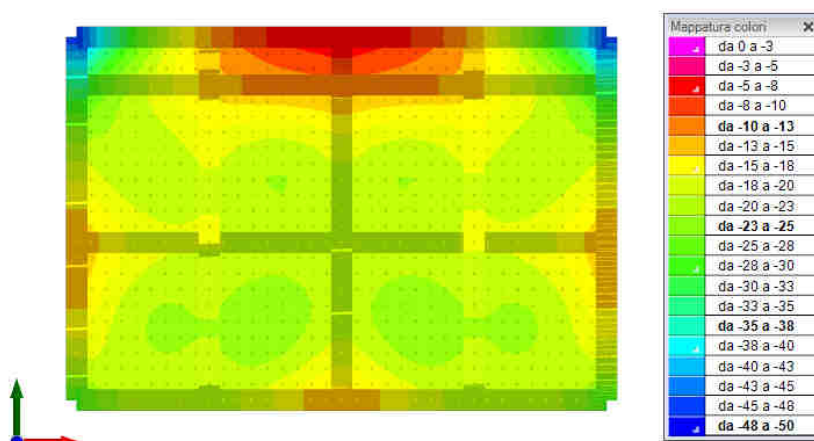
CORPO DI FABBRICA 02

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI SUPERFICIALI E PROFONDE

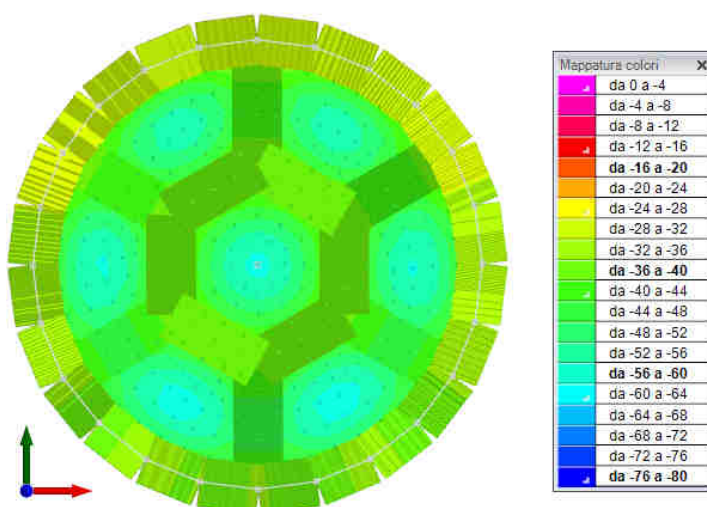




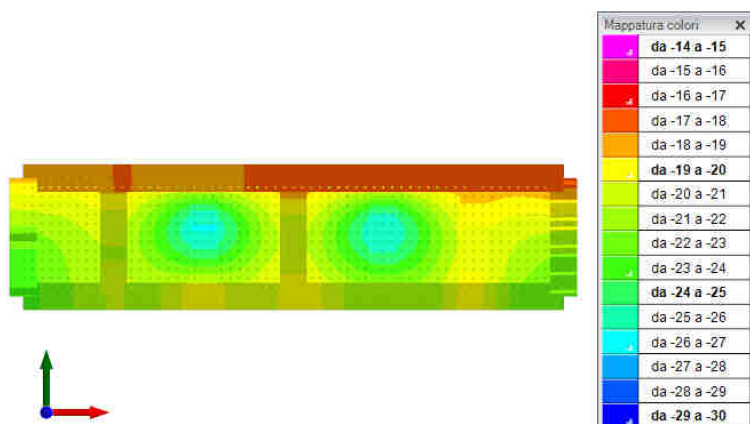
CORPO DI FABBRICA 06



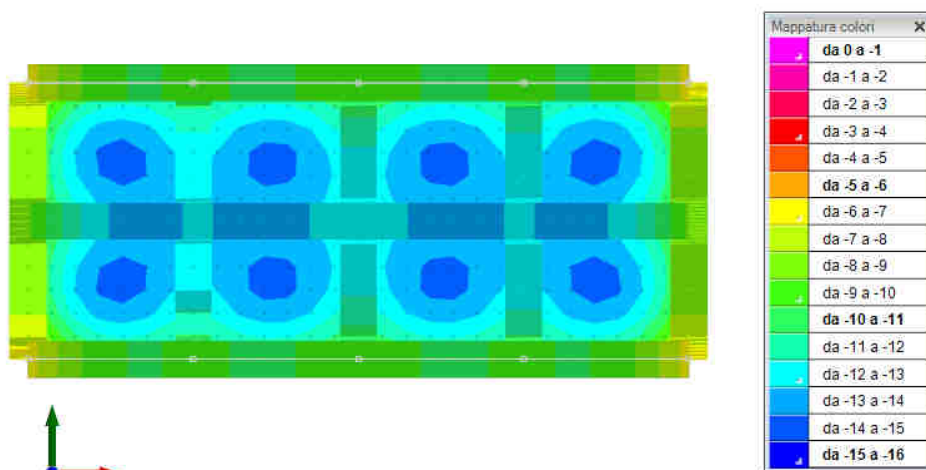
CORPO DI FABBRICA 07



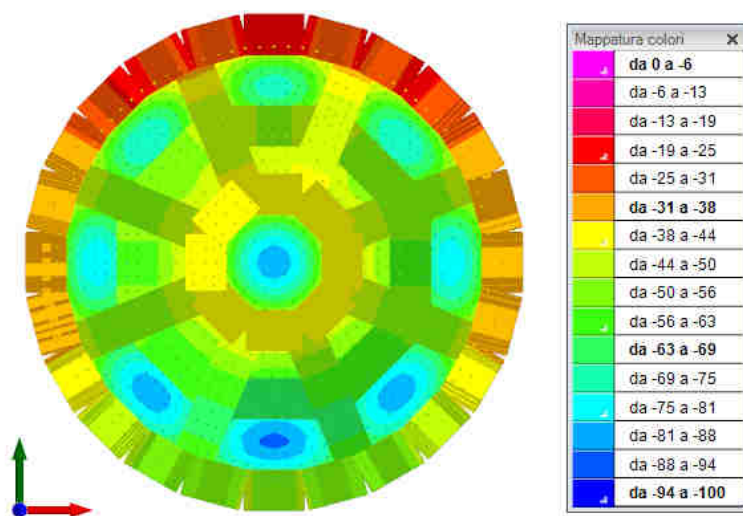
CORPO DI FABBRICA 08



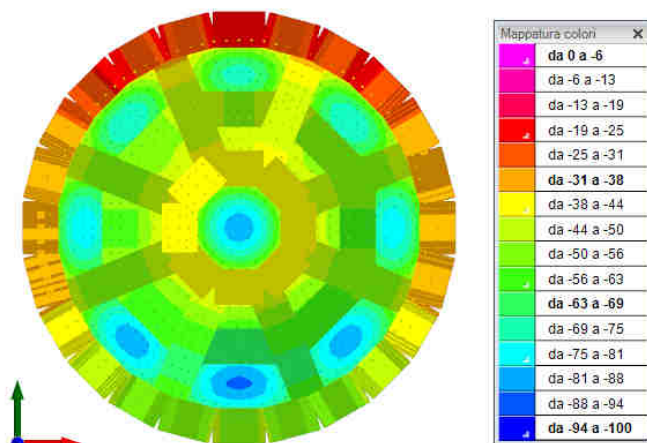
CORPO DI FABBRICA 09



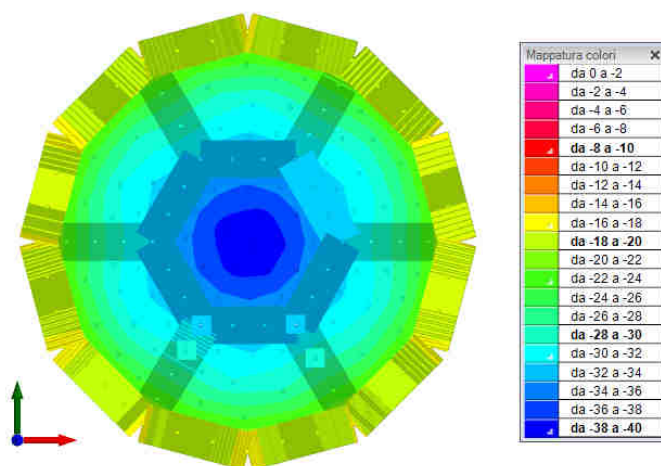
CORPO DI FABBRICA 10



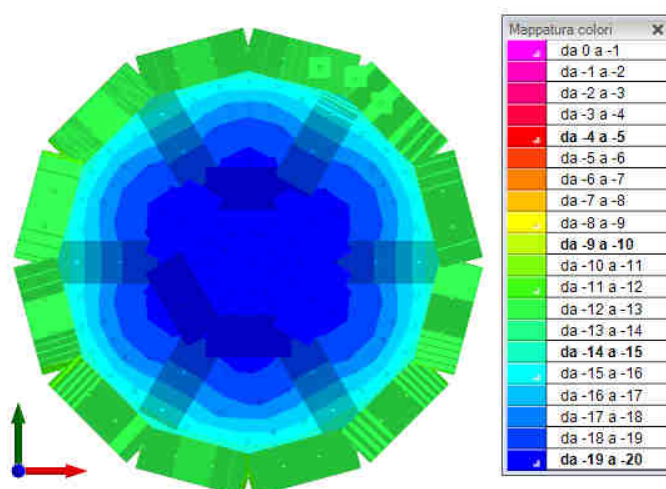
CORPO DI FABBRICA 11



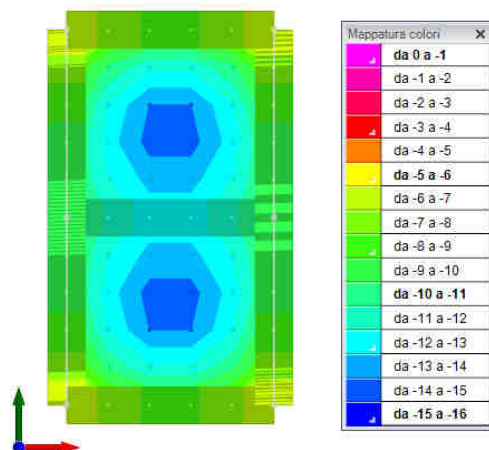
CORPO DI FABBRICA 12



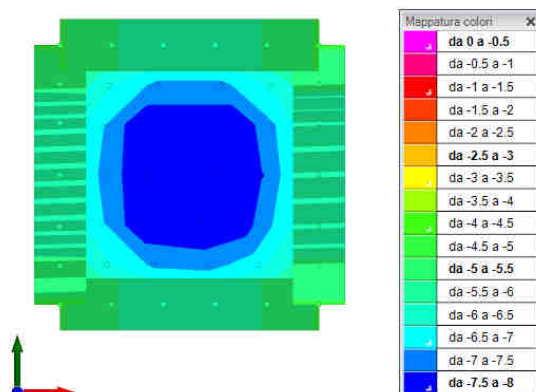
CORPO DI FABBRICA 13



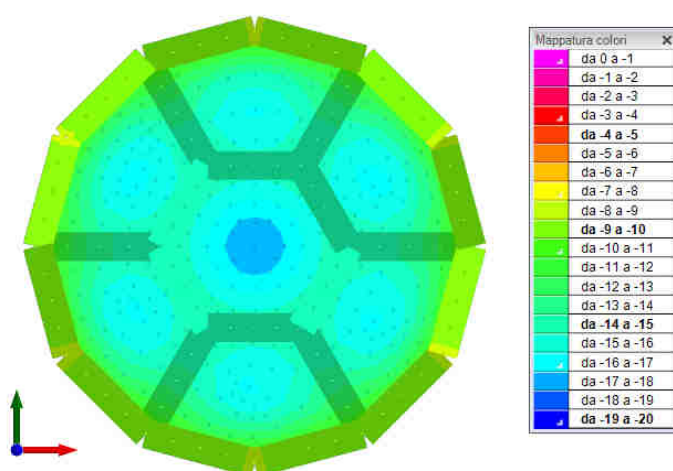
CORPO DI FABBRICA 14



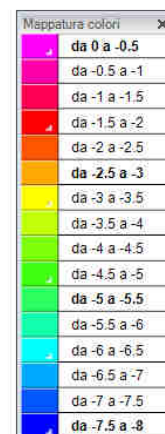
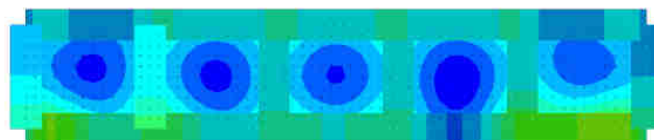
CORPO DI FABBRICA 15



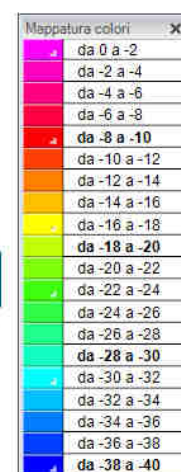
CORPO DI FABBRICA 16



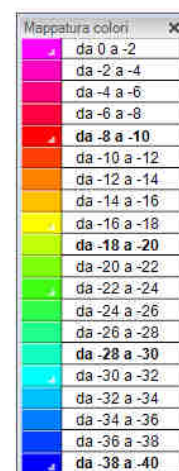
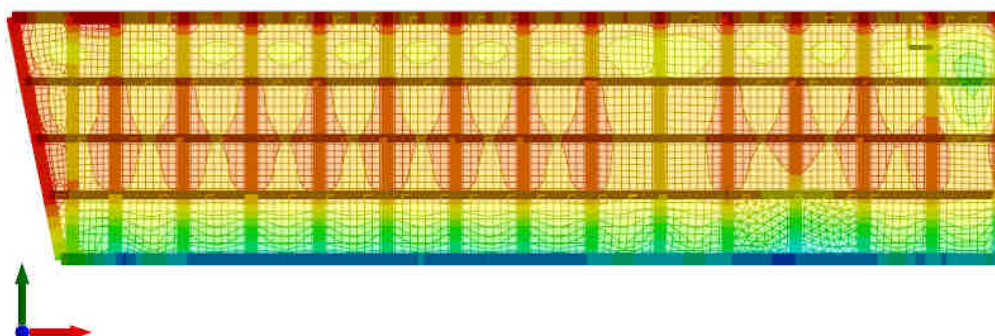
CORPO DI FABBRICA 17



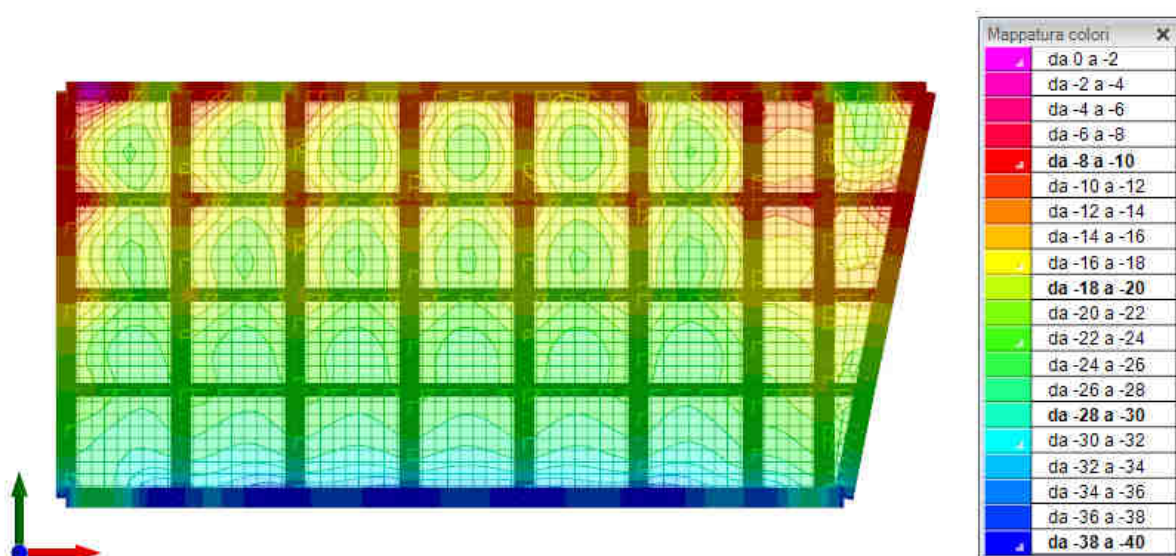
CORPO DI FABBRICA 18



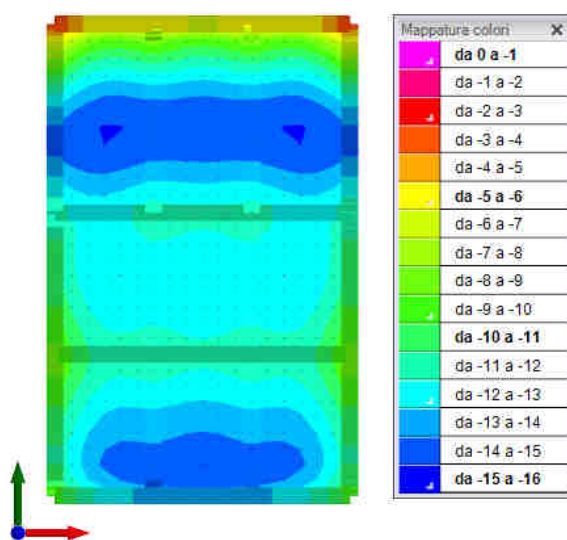
CORPO DI FABBRICA 19



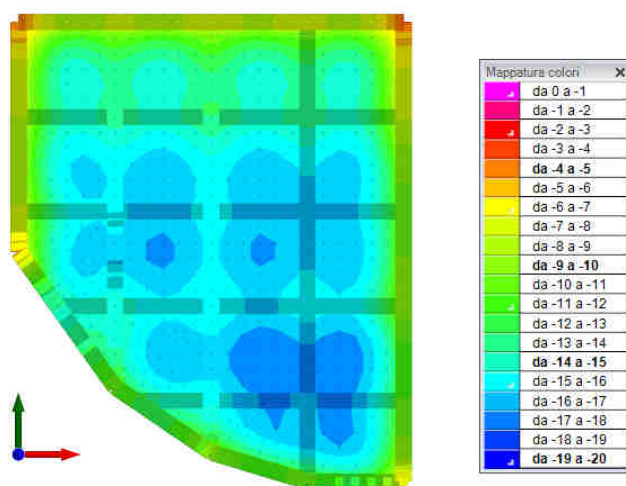
CORPO DI FABBRICA 20



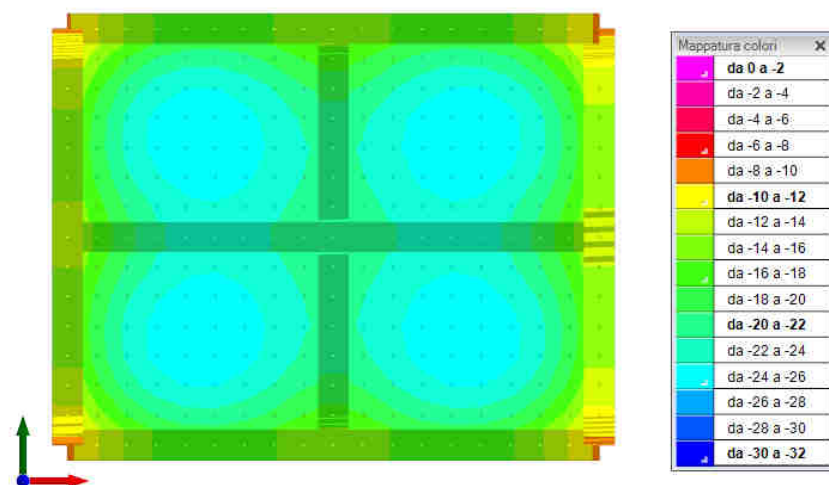
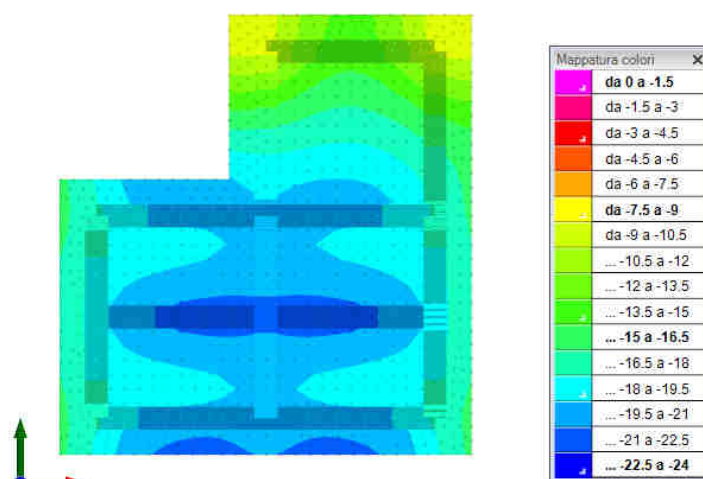
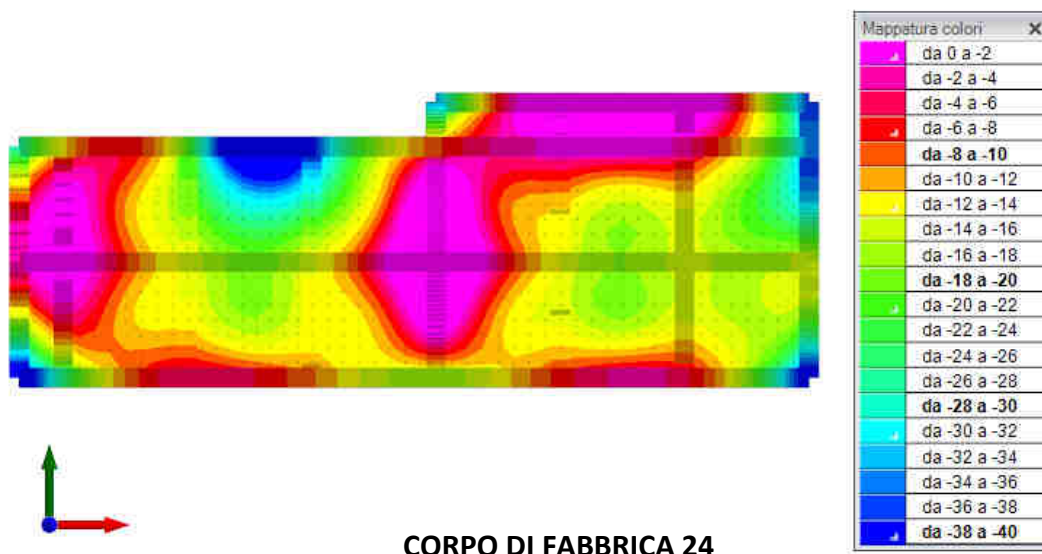
CORPO DI FABBRICA 21

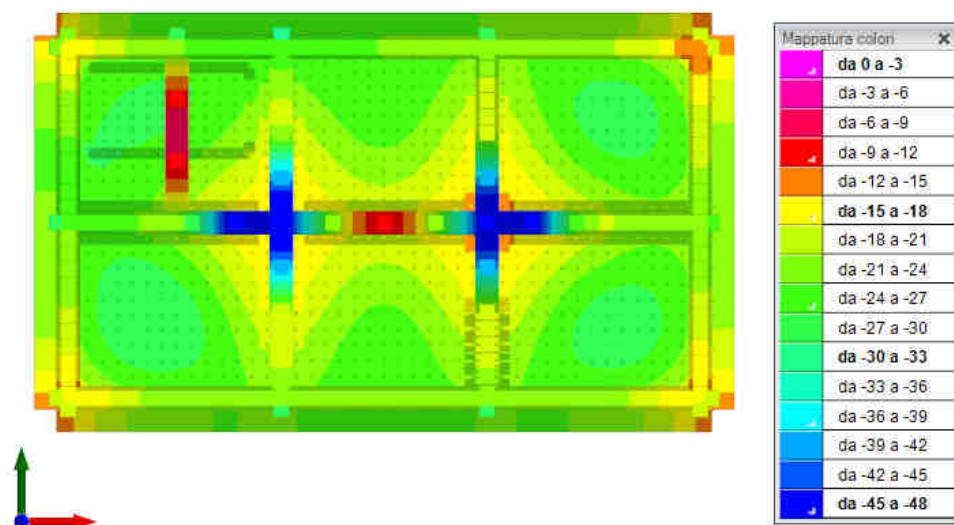


CORPO DI FABBRICA 22



CORPO DI FABBRICA 23





CORPO DI FABBRICA 27

Si rimanda alla relazione tecnica illustrativa sul progetto strutturale ed alle singole relazioni di calcolo strutturale per ulteriori dettagli.

San Benedetto del Tronto, li 25 settembre 2019

Il Progettista delle Strutture
ing. Franco Trebbiani

