

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA CIVILE

ING. VICARI PAOLO - ING. VICARI MASSIMO

Piazza Kennedy n°5 - 94100 ENNA
Tel. 0935 575510 - Cell. 3384727488
e-mail: vicari.paolo@tiscali.it
pec: paolo.vicari@ordine.ingegnerienna.it

Via Piazza Armerina n°13 - 94100 ENNA
Cell. 3393773795
e-mail: massimo.vicari1@virgilio.it
pec: massimo.vicari@ordine.ingegnerienna.it

VISTI PER APPROVAZIONI:

COMMITTENTE: COMUNE DI ENNA

OGGETTO: Relazione geotecnica

LAVORI DI REALIZZAZIONE DELLA NUOVA COPERTURA NELL'IMPIANTO
SPORTIVO DI ESERCIZIO POLIVALENTE SITO A ENNA NELLA C.DA VENOVA

TAV.	SCALA	DATA	Collaboratore
			Geom. Stefano Di Maggio
C2	Progettista	Progettista	R.U.P.
	ING. PAOLO VICARI	ING. MASSIMO VICARI	ING. NOEMI SCARLATA

INDICE

1.	PREMESSA.....	2
2.	INQUADRAMENTO DEL SITO	3
3.	DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI	4
4.	DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DELLE INDAGINI.....	4
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	5
6.	VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI	6
7.	SISMICITA' DELL'AREA.....	7
8.	RAPPORTI OPERE – TERRENI	8
9.	APPROCCI PROGETTUALI.....	8
10.	MODELLI GEOTECNICI ANALISI E VERIFICHE DI SICUREZZA.....	9
11.	ANALISI DEI CEDIMENTI.....	11
12.	CONCLUSIONI.....	12

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

OGGETTO: LAVORI DI REALIZZAZIONE DELLA NUOVA COPERTURA NELL'IMPIANTO SPORTIVO DI ESERCIZIO POLIVALENTE SITO A ENNA IN C.DA VENOVA

N.C.T. Fg 37 Part.IIa 1007

COMMITTENTE: *Comune di Enna*

LOCALITA': *Comune di Enna, C.da Venova*

TECNICO: *Ing. Massimo Vicari*

NORMATIVA DI RIFERIMENTO:

- D.M. 17.01.2018 "Norme tecniche per le Costruzioni";
- Circ. Ministero Infrastrutture e del 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

1. PREMESSA

I sottoscritti Ing. Vicari Paolo e Ing. Vicari Massimo hanno proceduto alla redazione del progetto esecutivo, giusto incarico professionale con **determina Dirigenziale riguardante i lavori di** manutenzione dell'impianto sportivo di esercizio ubicata a Enna Alta, precisamente nella c/da Venova (ex campo sportivo Macello), e dopo attento sopralluogo ed acquisizione dei dati necessari, hanno redatto la presente relazione tecnica

a supporto dei calcoli strutturali la realizzazione della copertura dell'esistente campo polivalente con struttura in legno. Dopo un breve cenno sulla morfologia dell'area in esame, e sui principali elementi geologici, vengono illustrati i rapporti fra le opere ed i terreni.

2. INQUADRAMENTO DEL SITO

Il sito oggetto della progettazione si trova all'interno del centro urbano del Comune di Enna ed esattamente in Contrada Venova, a circa 400 m dal cimitero comunale. La zona interessata ricade nell'area omogenea del PRG scaduto in "Impianti Sportivi", e in zona omogenea "Verde Pubblico Attrezzato" nel PRG adottato. La stessa risulta interessare una quota parte della particella censita al catasto dei terreni del Comune di Enna al foglio 37 part. 1007, che ha un'estensione complessiva di circa 3.50 ha.

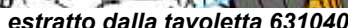
Altimetricamente il sito si trova a circa 910 s.l.m. e geomorfologicamente il terreno si presenta pianeggiante con affioramenti di calcarenite. L'area in esame è individuata nella cartografia I.G.M. in scala 1:25.000, nel foglio n° 268, quadrante I, tavoletta di Sud-Ovest, mentre nella cartografia Regionale in scala 1:10000, la zona è inquadrata nella tavola n° 631040.

Dall'analisi della cartografia della Soprintendenza dei Beni Culturali e Paesaggistici e del P.A.I., il sito non riporta nessun vincolo di carattere paesaggistico o idrogeologico. Dall'analisi del PRG del Comune di Enna, si è riscontrato, così come riportato negli elaborati grafici, che l'area è attraversata in parte dal limite della zona posta a "vincolo cimiteriale". L'intervento da porre in essere, così come progettato, non sarà pregiudicato dalla presenza di tale vincolo

Il sito in esame è identificato come zona sismica 2 dall'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 – Allegato 1, e successive modifiche ed integrazioni, riportante l'elenco delle località sismiche del territorio italiano.

Il Piano di Assetto Idrogeologico, emanato dalla Regione Siciliana Assessorato Territorio e Ambiente, ha come scopo quello di classificare l'intero territorio regionale, dividendolo in bacini e aree, in gradi di pericolosità e rischio a cui possono essere sottoposti, circa i fenomeni di inondazioni e dissesti geomorfologici. Nello specifico le opere da realizzare cadono all'interno del Bacino Idrografico del F. Simeto (094), Area territoriale tra il Bacino Idrografico del Simeto del Bacino Idrografico del S. Leonardo (094A) e tra lago di Pergusa (094B) e Maletto (094C); si evince dalla CARTA DEL RISCHIO GEOMORFOLOGICO n° 66 tavoletta 631040, che l'area dove sorgeranno le opere è sottoposta a rischio nullo.

Si conclude dicendo che le opere sono fattibili, e non è in contrasto a quanto previsto dal P.A.I., circa l'area in cui sorgerà.



La proposta progettuale prevede la copertura con struttura in legno lamellare, nel pieno rispetto del cap. 4 del D.M. 17.01.2018, dell'attuale campo polivalente già realizzato.

Nello specifico si realizzeranno delle travi rovesce in c.a., dove ancorare la struttura ad archi in L.L. su cui poggiare una copertura leggera costituita da doppio telo in PVC, dello sviluppo totale in pianta pari a 19,10 x 37,20 m per un totale di 715,00 mq.

Le fondazioni verranno realizzate dallo scavo a sezione obbligata dell'attuale pavimentazione sportiva esistente, nella quale presenta uno strato di terreno arido sottostante.

Come riportato dall'attuale normativa vigente al Cap. 6.2 della N.T.C., per completezza dello studio geotecnico è necessaria la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, del sito in esame. Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento devono riguardare il volume significativo di cui al § 3.2.2 del D.M. 17.01.2018, e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante

specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.

Il programma di indagini eseguite sono state eseguite nel 2019 quando l'area è stata interessata dal progetto di riqualificazione all'interno della programmazione POR FESR 2014-2020 – Azione 9.6.6. “Interventi di recupero funzionale e riuso di vecchi immobili di proprietà pubblica in collegamento con attività di animazione sociale e partecipazione collettiva, inclusi interventi per il riuso e la rifunzionalità dei beni confiscati alle mafie” indetto dalla Regione Sicilia dal Dott. Palillo Salvatore.

L'indagine è stata fatta effettuando un rilievo geologico delle aree a vista, due sondaggi penetrometrici, e una indagine M.A.S.W.. La profondità d'indagine ha rispettato quanto previsto dalla norma, ossia per opere di modesta importanza e fondazioni dirette, si è esplorato sino ad una profondità di circa ml 1,50 che rispetta quanto prescritto dalla letteratura geotecnica, ossia 1,5 B.



5. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

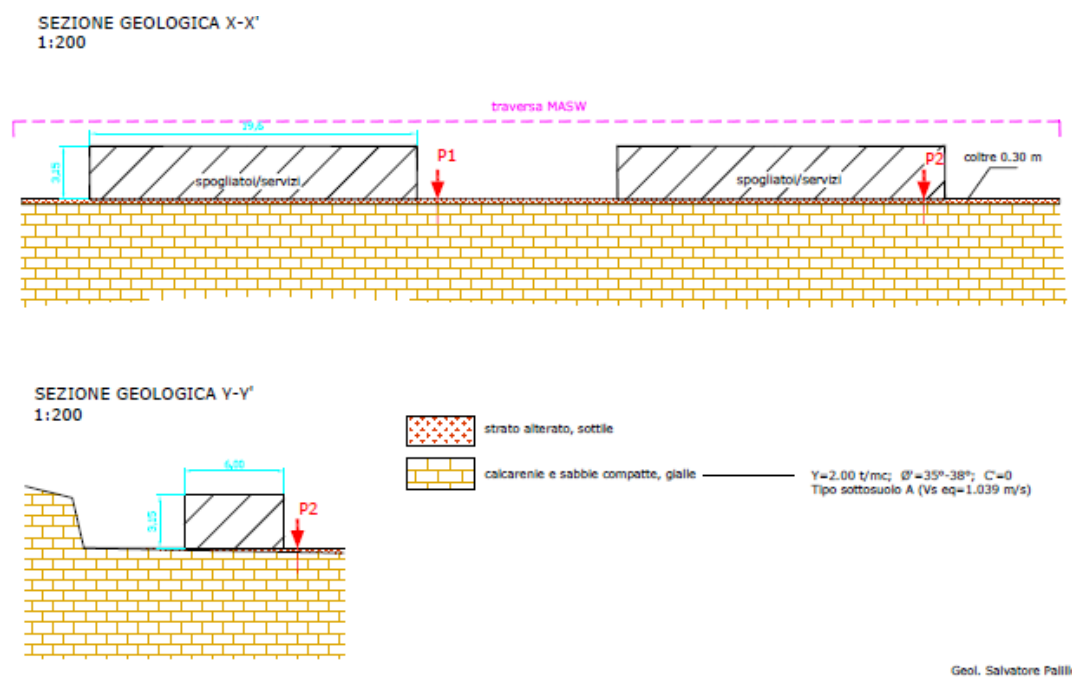
I terreni presenti nell'area di interesse progettuale appartengono a diverse unità stratigrafiche strutturali. Una sintetica ma chiara disamina sui caratteri geologici che contraddistinguono la zona in esame si ottiene anche dalle carte tematiche allegate alla relazione geologica che fanno parte integrante della presente, e dalle indagini dirette svolte. Dalle analisi risulta, che la zona interessata alla realizzazione dell'opera è costituita da terreni appartenenti a termini della serie *sabbiosi passanti in calcareniti*, presentandosi morfologicamente come un settore pianeggiante (parzialmente sbancato), su cui affiorano diffusamente terreni sabbiosi passanti a calcareniti (in letteratura F.ne Capodarso del Pliocene medio-superiore).

Dalla relazione geologica, si evidenzia la totale assenza di una falda idrica sotterranea. Infine l'area oggetto di studio si presenta poco urbanizzata e quindi gli aspetti morfologici risultano poco alterati dall'attività antropica dell'ultimo decennio. Il reticolo idrografico superficiale, risulta poco sviluppato laddove affiora il complesso calcarenitico – sabbioso, considerata la buona permeabilità dei terreni. Per la stabilità

della zona, risultano assenti forme di dissesto in atto o potenziali, così come già indicato nella cartografia del P.A.I..

6. VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Le litologie rappresentative dal punto di vista geotecnico, che interesseranno l'opera di fondazione della nuova struttura da realizzare saranno indicate con A Calcareniti e sabbia; questi complessivamente avranno spessore costante. I profili geologici di seguito riportati ci fanno capire l'andamento della formazione:



DATI OTTENUTI DALLE PROVE IN SITO

TERRENO	γ (kg/m ³)	ϕ'	C' (kg/cm ²)	C_u (kg/cm ²)	PROFONDITA' (m)	ν	K_0 (kg/cm ³)
Calcareniti e sabbia	2000	35°	0,00	0,00	0,00 – 1,60	0,35	8

I valori caratteristici dei parametri geotecnici indicati nella circolare n° 7 del 21.01.2019 al punto C.6.2.2, da scegliere da parte del progettista per la verifica delle strutture di fondazioni, nel nostro caso specifico sono stati frutto di due valutazioni ben distinte. La prima considerazione effettuata è stata quella che le indagini geognostiche effettuate sul

sito sono state numerose, complete ed esaustive, al punto che i risultati riportati nella tabella sopra, sono il frutto di una media dei valori puntuali ottenuti dalle prove. La seconda, invece, considerato il modesto volume di terreno interessato dalle fondazioni dirette, e la modesta rigidità della struttura, il progettista ha ritenuto opportuno applicare delle riduzioni ai coefficienti, indicati nei paragrafi successivi.

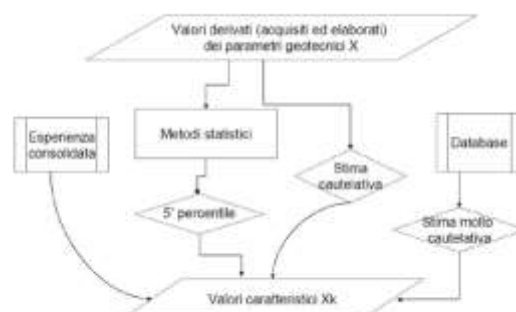


Figura 6: sintesi sulla scelta dei valori caratteristici del terreno

In generale, il calcolo della capacità portante delle fondazioni è stata condotta in *condizioni drenate*, considerate le caratteristiche del terreno di fondazioni.

7. SISMICITA' DELL'AREA

Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal progettista in presenza di un quadro Geologico adeguatamente definito, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio. Le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e la scelta dei più appropriati mezzi e procedure d'indagine devono essere effettuate tenendo conto della tipologia del sistema geotecnico e del metodo di analisi adottato nelle verifiche.

Nella caratterizzazione geotecnica è necessario valutare la dipendenza della rigidità e dello smorzamento dal livello deformativo.

Nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tener conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza per degradazione dei terreni e dall'eventuale accumulo di pressioni interstiziali che può verificarsi nei terreni saturi.

Per valutare in quale categoria di suolo ricade il nostro sito, è stata effettuata una indagine geofisica down-hole la quale ha restituito un V_{s30} pari a 1039 m/s.

Il comune di Enna appartiene alla zona 2 della nuova classificazione sismica del territorio a seguito dell'entrata in vigore delle N.T.C. 2018. La categoria di suolo corrispondente

alla velocità di propagazione delle onde è di tipo *A*, ovvero *Rocce tenere e depositi di terreni a grana fine* molto consistenti con valori di V_{s30} superiore a 800 m/s.

8. RAPPORTI OPERE – TERRENI

Considerate le caratteristiche dei terreni superficiali presenti nel sito, essi risultano idonei alla realizzazione di fondazioni di tipo dirette, del tipo a travi rovesce con superficie di contatto con il terreno pari a cm 90.

9. APPROCCI PROGETTUALI

Come sopra già descritto, le tipologie di fondazioni che si avranno nei nuovi edifici saranno del tipo dirette e indirette a pali.

Per quelle del tipo dirette, la teoria utilizzata per il calcolo delle sollecitazioni nelle travi rovesce, e per la determinazione dei cedimenti, è quella di Winkler, ossia su suolo elastico, la quale si basa sul principio che la spinta esercitata dalla fondazione sul terreno è proporzionale all'abbassamento della stessa. Per gli elementi elastici alla Winkler la rigidezza è valutata in base al coefficiente di sottofondo K_v .

La formula che ci restituisce il carico limite sopportabile dal terreno, è quella di *Brinch-Hansen*:

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

con i Fattori di capacità portante pari a:

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \exp(\pi \tan \phi) \quad (\text{Prandtl-Cauchy-Meyerhof})$$

$$N_g = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (\text{Vesic})$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \quad \text{in condizioni D} \quad (\text{Reissner-Meyerhof})$$

$$N_c = 5,14 \quad \text{in condizioni U}$$

Indici di rigidezza (condizioni D):

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

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

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

E = modulo elastico normale

μ = coefficiente di *Poisson*

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

Coefficienti di punzonamento (Vesic):

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

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

Coefficienti di inclinazione del carico (Vesic):

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

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

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

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

$$bq = 1 \quad \text{in condizioni U)}$$

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

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

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

$$gq = 1 \quad \text{in condizioni U}$$

Coefficienti di forma (De Beer):

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

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

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

10. MODELLI GEOTECNICI ANALISI E VERIFICHE DI SICUREZZA

Come indicato dal D.M. 2018, al paragrafo 6.4.2.1, è necessario scegliere l'approccio con cui effettuare la verifica del complesso terreno – fondazioni. Nei confronti dello SLU, è

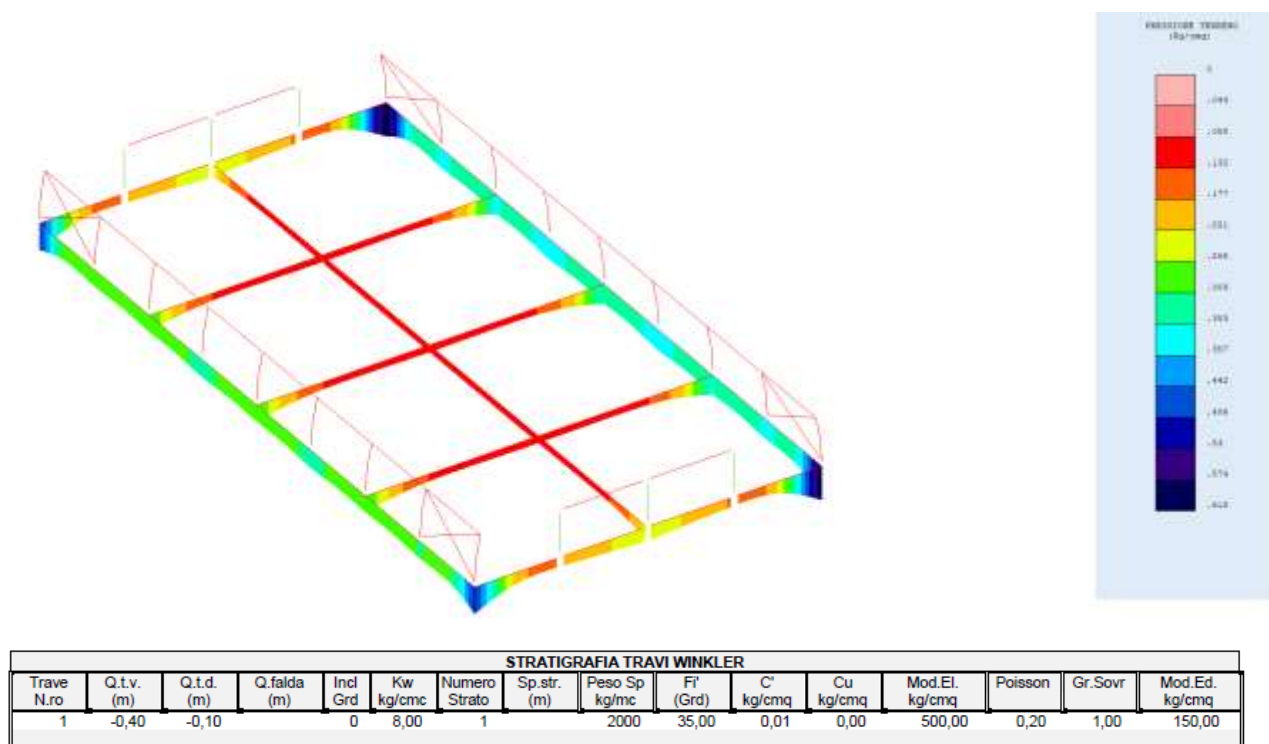
stata verificata, come dice la norma secondo il *GEO*, che prevede *il carico limite di collasso* dell'insieme terreno – fondazione, *carico limite per lo scorrimento* sul piano di posa, e la *stabilità globale*, che nel nostro caso, visto che non ci sono pendii in prossimità non è necessario, e del *STR* che prevede il raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Altra verifica da fare, è quella secondo gli *SLE*, verificando che i cedimenti e le distorsioni siano compatibili con le caratteristiche del manufatto da realizzare.

La struttura è stata progettata per un uso di classe III, e su un suolo di tipo A, in elevazione si presenta con uno sviluppo in pianta di circa 715 mq, e alta m 9,80 al colmo. La fondazione avrà una superficie d'impronta pari a cm 90, e alta cm 60 sul lato lungo e 40x60 cm dal lato corto.

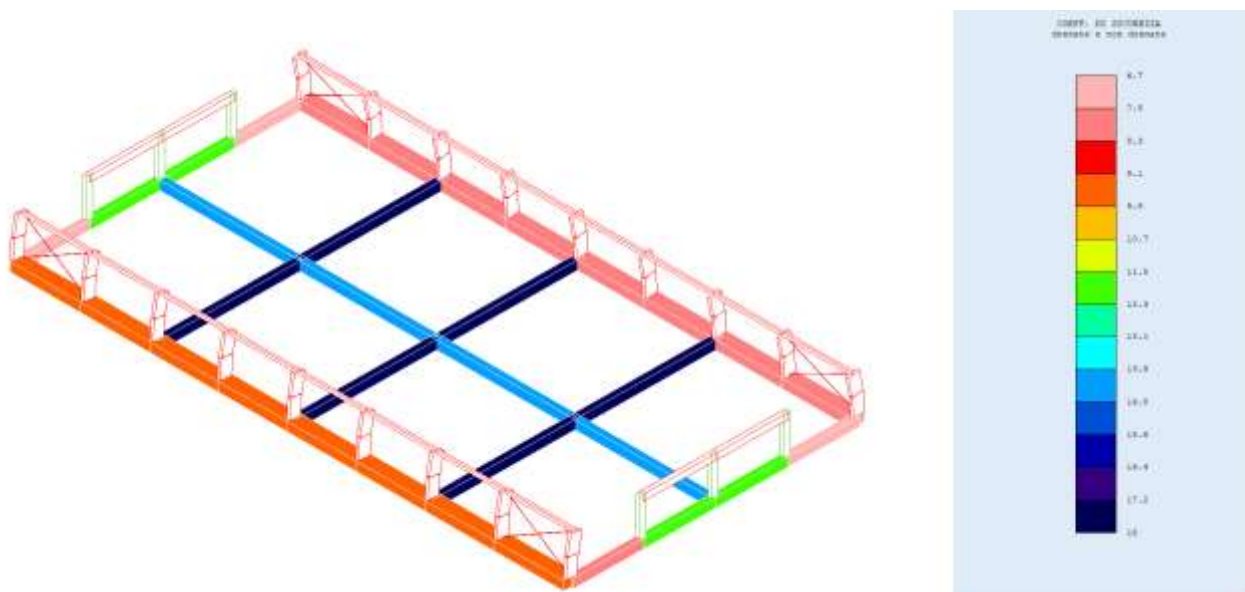
Per la verifica geotecnica e determinazione della capacità portante del terreno, che è stata condotta in condizioni drenate considerate le caratteristiche dei terreni superficiali, si sono utilizzati dei parametri ridotti, per come è stato ampiamente spiegato nel capitolo 6°, per tenere conto dei valori caratteristici.

Di seguito vengono indicate le due stratigrafie utilizzate per la verifica, e le costanti di sottofondo adottate che sono pari a $k_v = 8,00 \text{ daN/cm}^3$



Nei confronti dello *SLU*, la verifica è stata condotta secondo *l'approccio 1* (unica combinazione A1+M1+R3) per la *GEO*, che prevede il carico limite di collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali, trasversali, e infine *STR* che prevede il raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Le verifiche risultano essere soddisfatte, perché i coefficienti di sicurezza sono tutti superiori a uno, come si evince dal seguente grafico :



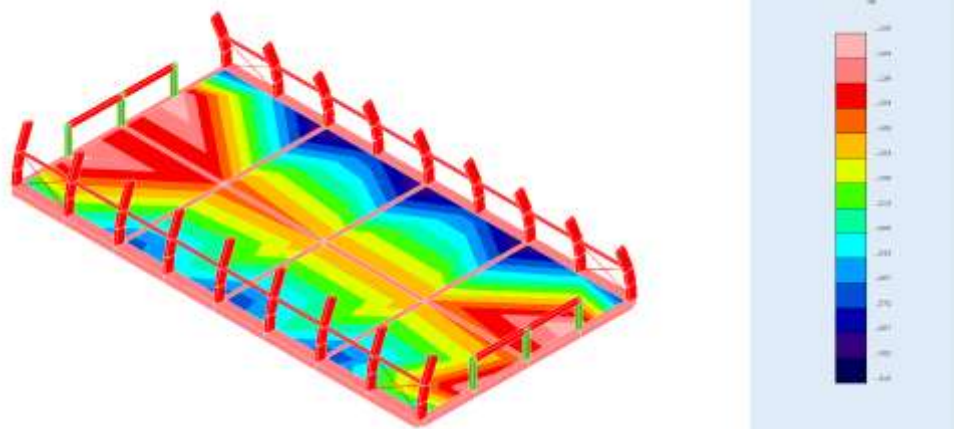
La pressione massima che viene scaricata dalle travi di fondazioni al suolo sottostante, nella combinazione più sfavorevole è di circa $-0,690 \text{ Kg/cmq}$.

11. ANALISI DEI CEDIMENTI

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito per la struttura in legno che si sviluppa su una lunghezza di circa m 39, vista l'importanza che può rivestire un cedimento differenziale su due punti così distanti. Tale analisi è stata fatta nelle condizioni drenate di lungo termine, dove la stratigrafia geotecnica prevede la presenza di spessori significativi di terreni incoerente (sabbia).

Per stimare il cedimento immediato (subito dopo l'applicazione del carico) nei terreni incoerenti è stato fatto riferimento al modulo di Young non drenato E_u e ad un coefficiente di Poisson $\nu=0,20$. Il cedimento di consolidazione nei terreni non coesi è stato valutato come differenza tra il cedimento di lungo termine (in condizioni drenate) e il cedimento immediato (in condizioni non drenate).

Nel nostro caso specifico, considerata la struttura in legno intelaiata, i cedimenti differenziali saranno ammissibili, se contenuti nell'ordine dei valori dell'equazione $\Delta = 0,0015 L (m)$, e quindi per la distanza tra due punti ortogonali trasversali 10,00 m (la metà della distanza tra due archi) il valore limite sarà $\Delta = 1000 \times 0,0015 = 1,5 \text{ cm}$.



Nel grafico sopra, si evidenzia come i cedimenti differenziali tra estremi delle travi ortogonali siano contenuti nella quantità del 0,5 cm, quindi la verifica è soddisfatta.

12. CONCLUSIONI

Per tutto quanto sopra illustrato si può concludere che i calcoli di verifica, svolti con riferimento ad ipotesi cautelative, hanno fornito risultati accettabili in tutte le condizioni esaminate. La normativa di riferimento utilizzata, il D.M. 17.01.2018, è stata rispettata, sia nella definizione dei parametri caratteristici geotecnici, e sia nel rispetto della disuguaglianza $E_d < R_d$ prevista, per quanto riguarda la verifica allo SLU e SLE .



Figura 5: schema di utilizzo del nuovo metodo agli stati limite

Le fondazioni da realizzare, per il rispetto dei coefficienti di sicurezza indicati sopra, dovranno seguire le dimensioni e l'armatura prevista negli elaborati esecutivi per singole le strutture.

In corso d'opera, a scavi aperti, si avrà cura di confrontare le ipotesi assunte nel presente studio con le situazioni localmente riscontrate, in armonia con quanto raccomandato dalla vigente normativa.

Enna li 10/05/2022

Il Tecnico

Dott. Ing. Massimo Vicari