



APRILE 2021

PALLADIO TEAM FORNOVO S.r.l.

IMPIANTO DI SMALTIMENTO RIFIUTI SPECIALI
NON PERICOLOSI SITO IN LOCALITÀ MONTE
ARDONE NEL COMUNE DI FORNOVO DI TARO

Montagna

PERMESSO DI COSTRUIRE RELAZIONE OPERE STRUTTURALI

Progettisti (o coordinamento)

Ing. Alberto Angeloni (ord. Ingegneri PV Milano nr. 20024)
Geolg. Pietro Simone (Ord. Geologi della Lombardia nr.1030)

Codice elaborato

2582_3937_R06_A28_PDC_R07_Rev0_STRUTT



Memorandum delle revisioni

Cod. Documento	Data	Tipo revisione	Redatto	Verificato	Approvato
2582_3937_R06_A28_PDC_R07_Rev0_STRUTT	04/2021	Prima emissione	G.d.L.	PS	A.Angeloni



Gruppo di lavoro

Nome e cognome	Ruolo nel gruppo di lavoro	N° ordine
Mauro Aires	Progettista opere strutturali	Ordine degli Ingegneri di Torino 9584J



Montana S.p.A.

Via Angelo Carlo Fumagalli 6, 20143 Milano

Tel. +39 02 54 11 81 73 | Fax +39 02 54 12 98 90

Milano (Sede Certificata ISO) | Brescia | Palermo | Cagliari | Roma

C. F. e P. IVA 10414270156

Cap. Soc. 600.000,00 €

www.montanambiente.com



INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. UBICAZIONE DEL PROGETTO	5
2.1 INQUADRAMENTO CATASTALE	5
3. DESCRIZIONE OPERE STRUTTURALI IN PROGETTO.....	6
4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
5. MATERIALI UTILIZZATI	9
5.1 BAIA DI TRASFERIMENTO TERRENI	9
5.2 VASCA PERCOLATO	10
6. TERRENI DI FONDAZIONE	11
7. DATI DI DEFINIZIONE PER DIMENSIONAMENTO STRUTTURE.....	12
8. ANALISI DELLE AZIONI E DEI CARICHI	13
8.1 BAIA DI TRASFERIMENTO TERRENI	13
8.2 VASCA PERCOLATO	13
9. RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE	15
9.1 BAIA DI TRASFERIMENTO TERRENI	17
9.1.1 Verifiche strutturali piastra di base.....	17
9.1.2 Verifiche geotecniche piastra di base	19
9.2 VASCA PERCOLATO	22
9.2.1 Verifiche geotecniche piastra di base	23



1. PREMESSA

La presente relazione ha come oggetto i lavori di adeguamento ed efficientamento dell'area servizi dell'impianto di smaltimento di rifiuti speciali non pericolosi (D1), sito in località Monte Ardone presso il comune di Fornovo di Taro (PR), che Palladio Team Fornovo S.r.l, gestore dell'impianto, intende realizzare. Nel dettaglio le opere strutturali previste a progetto sono:

- Realizzazione di una baia per lo stoccaggio/trasferimento dei terreni;
- Conversione della vasca di stoccaggio antincendio (attualmente da 700 m3) a vasca di stoccaggio percolato da circa 400 m3 (stoccaggio provvisorio, funzionale al conferimento off-site del percolato presso impianti di trattamento autorizzati).

Nell'ambito del progetto si prevede inoltre la realizzazione di impianti di trattamento delle acque meteoriche del piazzale e di un nuovo anello antincendio che prevedono la fornitura e posa in opera di vasche di volumetria massima 40 mc prefabbricate. Tali elementi strutturali sono della tipologia "prefabbricata" e non prevedono opere strutturali gettate in opera.

2. UBICAZIONE DEL PROGETTO

L'area di progetto si trova nella Provincia di Parma, più precisamente nel territorio comunale di Fornovo di Taro (PR), Strada Neviano de' Rossi n° 51 in località Monte Ardone. Il sito è attualmente interessato dall'attività di discarica per rifiuti speciali non pericolosi da parte del Proponente.

Come illustrato nella Figura 2.1, l'area di progetto è posta circa 3 Km a sud-est dell'abitato di Fornovo di Taro ad una quota di circa 270 m s.l.m. e circa 25 Km a sud-ovest dal capoluogo emiliano.



*Figura 2.1: Vista satellitare sito di intervento
(quasi 3 km in linea d'aria dal limite della discarica al limite dell'abitato)*

2.1 INQUADRAMENTO CATASTALE

Per quanto riguarda l'inquadramento catastale del sito di progetto, l'area dell'impianto, inteso come corpo discarica ma anche zone di servizio, ricade nel Foglio 26, particelle 25, 26 (part), 27, 30, 42 (part.), 62 (part.), 67, 79, 81, 98, 102, 105, del comune di Fornovo di Taro. L'area servizi dell'impianto è realizzata, come da autorizzazione vigente, sulla viabilità esistente, costituita dalla strada vicinale del Rio Riccò.

3. DESCRIZIONE OPERE STRUTTURALI IN PROGETTO

Le opere strutturali previste a progetto consistono in:

- **Realizzazione di una baia per lo stoccaggio/trasferimento dei terreni.** La baia presenterà pareti perimetrali costituiti da elementi autostabili prefabbricati di altezza 2,70 mt posati su di una platea in cemento armato di spessore 30 cm avente anche la funzione di pavimentazione della baia. Nella figure seguenti si riportano il tipologico della baia di trasferimento dei terreni ed il dettaglio costruttivo relativo alla corretta posa dell'elemento verticale prefabbricato.

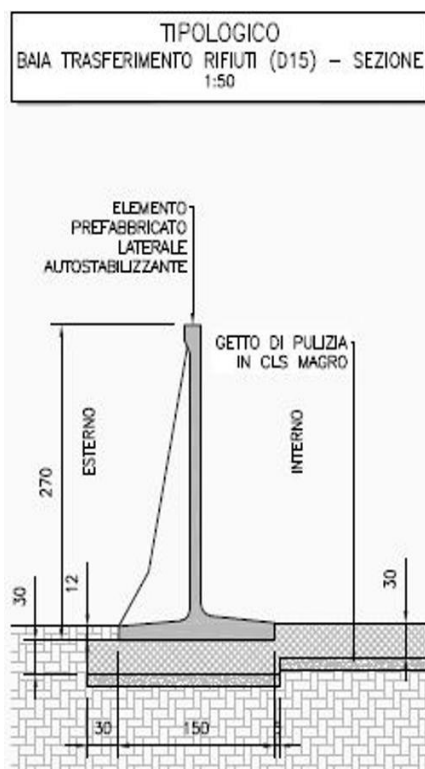


Figura n° 1: Tipologico baia di carico

CORDOLO ANTISCORRIMENTO

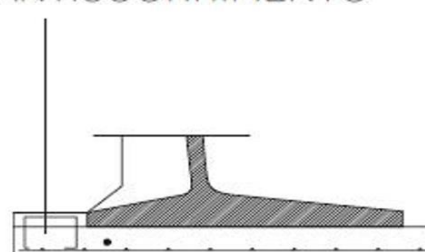


Figura n° 2: Particolare posa elemento autostabile

- **Conversione della vasca di stoccaggio antincendio (attualmente da 700 m3) a vasca di stoccaggio percolato da circa 400 m3 (stoccaggio provvisorio, funzionale al conferimento off-site del percolato presso impianti di trattamento autorizzati).** La nuova vasca sarà realizzata all'interno della vasca esistente che non sarà smantellata. Si prevede la posa sulla platea costituente la pavimentazione della vasca antincendio di elementi prefabbricati autostabili di altezza massima 5,00 mt. Si prevede inoltre la copertura della nuova vasca di raccolta del percolato con elementi prefabbricati in cemento armato precompresso. Nella figura seguente si riporta la sezione della nuova vasca a progetto. Si evidenzia che sul fondo della vasca si prevede la realizzazione di un getto di calcestruzzo avente la funzione di creare le pendenze necessarie per convogliare il percolato verso il punto di raccolta dove saranno posate le pompe di emungimento.

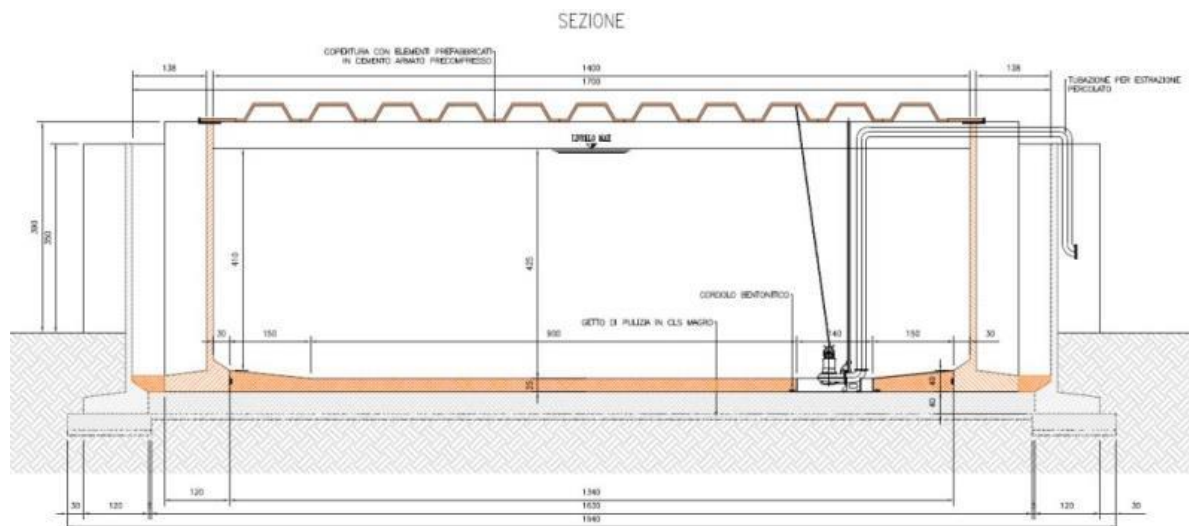


Figura n° 3: Sezione nuova vasca raccolta percolato

Nei capitoli seguenti si riportano le verifiche degli elementi gettati in opera [piastra di base baia di carico] e degli elementi strutturali esistenti che, a seguito della modifica delle destinazioni d'uso previste a progetto, saranno soggetti a nuovi schemi statici [fondazione vasca antincendio esistente].

4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. LL. PP. 11-03-88: 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.

Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88: 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18: Sicurezza e prestazioni attese (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.

Circolare 7 21-01-19 C.S.LL.PP: Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle N.T.C. di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

5. MATERIALI UTILIZZATI

5.1 BAIA DI TRASFERIMENTO TERRENI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali da costruzione utilizzati per la piastra di fondazione della baia di trasferimento terreni, piastra gettata in opera.

- Calcestruzzo

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Rck: resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm²]

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

G: modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [daN/cm²]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

γ: peso specifico del materiale. [daN/cm³]

α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Descrizione	Rck	E	G	v	γ	α
C25/30	300	314472	Default (142941.64)	0.1	0.0025	0.00001

- Barre di armatura

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

f_{yk}: resistenza caratteristica. [daN/cm²]

σ_{amm.}: tensione ammissibile. [daN/cm²]

Tipo: tipo di barra.

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

γ: peso specifico del materiale. [daN/cm³]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Livello di conoscenza: indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ.617 02/02/09 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.) e D.M. 17-01-18 (N.T.C.).

Descrizione	f _{yk}	σ _{amm.}	Tipo	E	γ	v	α	Livello di conoscenza
B450C	4500	2550	Aderenza migliorata	2060000	0.00785	0.3	0.000012	Nuovo

5.2 VASCA PERCOLATO

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali da costruzione della piastra di fondazione della vasca antincendio esistente, struttura esistente e costituente la fondazione della vasca percolato prevista a progetto

- Calcestruzzo

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Rck: resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm²]

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

G: modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [daN/cm²]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

γ: peso specifico del materiale. [daN/cm³]

α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Descrizione	Rck	E	G	v	γ	α
C25/30	300	314472	Default (142941.64)	0.1	0.0025	0.00001

6. TERRENI DI FONDAZIONE

Dai sondaggi effettuati per lo studio del corpo scarica si è potuto verificare che il terreno di fondazione risulta costituito da "Argilla a Palombini" i cui parametri geotecnici alla base delle verifiche geotecniche delle opere di fondazione risultano essere i seguenti

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Natura geologica: natura geologica del terreno (granulare, coesivo, roccia).

Coesione (c'): coesione efficace del terreno. [daN/cm²]

Coesione non drenata (Cu): coesione non drenata (Cu), per terreni eminentemente coesivi (argille). [daN/cm²]

Angolo di attrito interno ϕ : angolo di attrito interno del terreno. [deg]

Angolo di attrito di interfaccia δ : angolo di attrito all'interfaccia tra terreno-cla. [deg]

Coeff. α di adesione della coesione (0;1): coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cla, compreso tra 0 ed 1. Il valore è adimensionale.

Coeff. di spinta K0: coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.

γ naturale: peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [daN/cm³]

γ saturo: peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/cm³]

E: modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/cm²]

v: coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.

Qualità roccia RQD (0;1): rock quality degree. Indice di qualità della roccia, assume valori nell'intervallo (0;1). Il valore è adimensionale.

Descrizione	Natura geologica	Coesione (c')	Coesione non drenata (Cu)	Angolo di attrito interno ϕ	Angolo di attrito di interfaccia δ	Coeff. α di adesione della coesione (0;1)	Coeff. di spinta K0	γ naturale	γ saturo	E	v	Qualità roccia RQD (0;1)
Argilla a palombini	Eminentemente Coesivo (Argille)	0	0.28	21	8	1	0.64	0.002	0.0021	510	0.25	0

Ai fini delle verifiche geotecniche, vista la particolarità dell'opera di fondazione [piastra di fondazione] si è considerato uno strato di spessore 5,00 mt.

7. DATI DI DEFINIZIONE PER DIMENSIONAMENTO STRUTTURE

Metodo di analisi	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
Tipo di costruzione	2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari
Vn	50
Classe d'uso	II
Vr	50
Tipo di analisi	Lineare statica
Considera sisma Z	Solo se $A_g \geq 0.15$ g, conformemente a §3.2.3.1
Località	Parma, Fornovo Di Taro, Banzola; Latitudine ED50 44,6756° (44° 40' 32"); Longitudine ED50 10,1424° (10° 8' 33"); Altitudine s.l.m. 325,85 m.
Categoria del suolo	B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti
Categoria topografica	T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
Ss orizzontale SLD	1.2
Tb orizzontale SLD	0.125 [s]
Tc orizzontale SLD	0.374 [s]
Td orizzontale SLD	1.865 [s]
Ss orizzontale SLV	1.2
Tb orizzontale SLV	0.132 [s]
Tc orizzontale SLV	0.397 [s]
Td orizzontale SLV	2.229 [s]
Ss verticale	1
Tb verticale	0.05 [s]
Tc verticale	0.15 [s]
Td verticale	1 [s]
St	1
PVr SLD (%)	63
Tr SLD	50
Ag/g SLD	0.0661
Fo SLD	2.474
Tc* SLD	0.26 [s]
PVr SLV (%)	10
Tr SLV	475
Ag/g SLV	0.1572
Fo SLV	2.494
Tc* SLV	0.28 [s]

8. ANALISI DELLE AZIONI E DEI CARICHI

8.1 BAIÀ DI TRASFERIMENTO TERRENI

Sulla piastra di fondazione della baia risultano agenti, oltre al peso degli elementi prefabbricati perimetrali, i seguenti carichi:

- Carichi superficiali

In tale categoria sono stati considerati i carichi agenti sulla piastra di fondazione. Si è quindi applicato su tutta la superficie della piastra un carico superficiale pari a 0,45 daN/cm², pari al peso a cm² di una striscia di terreno di peso in volume pari a 1'800 daN/mq ed alta 2,70 mt. Ai fini della sicurezza si è considerata tale baia come completamente piena. Tale carico ai fini del dimensionamento e verifica delle strutture, nelle combinazioni di carico analizzate, sarà considerato come "VARIABILE".

Carichi sulle pareti della baia

Sulle pareti della baia si è considerata la spinta del terreno considerando, a favore di sicurezza, un livello del terreno pari alla massima altezza delle pareti, ovvero 2,70 mt. Il carico applicato è stato come carico potenziale pari a:

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Valore i.: valore del carico pressorio alla quota iniziale. [daN/cm²]

Quota i.: quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore iniziale. [cm]

Valore f.: valore del carico pressorio alla quota finale. [daN/cm²]

Quota f.: quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore finale. [cm]

Nome	Valori				
	Condizione	Valore i.	Quota i.	Valore f.	Quota f.
	Descrizione				
Terreno baia	Pesi strutturali	0	0	0	0
	Permanenti portati	0	0	0	0
	Variabile H	0	270	-0.5	15
	Neve	0	0	0	0

8.2 VASCA PERCOLATO

Per il dimensionamento della vasca di raccolta del percolato oltre al peso degli elementi prefabbricati perimetrali, sono stati considerati i seguenti carichi:

- Il peso degli elementi prefabbricati di copertura: peso elementi 200 kg/mq;
- il sovraccarico accidentale a livello della copertura per eventuali manutenzioni/ispezioni: 100 kg/mq;
- il peso della neve pari a 140 kg/mq.

Tali carichi sono stati applicati sulla testa degli elementi prefabbricati considerandoli come carichi lineari.

Non si è considerata l'azione del vento in quanto la struttura sarà realizzata all'interno di una vasca esistente con una differenza del colmo tra le due strutture pari a 30 cm.

La struttura risulta inoltre sollecitata dai seguenti carichi:

- Carichi superficiali

In tale categoria sono stati considerati i carichi agenti sulla piastra di fondazione. Tali carichi risultano pari a:

Calcestruzzo per realizzazione pendenze fondo vasca: il getto di calcestruzzo presenta un'altezza media di 25 cm; il peso in volume del calcestruzzo è di 2'200 kg/mc. Si ottiene in tal modo un carico per unità di superficie di pari a: $2'200 \text{ kg/mc} \times 0,25 \text{ mt} = 550 \text{ kg/mq}$. Tale carico ai fini del dimensionamento e verifica delle strutture, nelle combinazioni di carico analizzate, sarà considerato come "PERMANENTE PORTATO"

Liquido all'interno della vasca: ai fini della sicurezza si è considerata la situazione più sfavorevole, ovvero vasca piena sino alla quota massima di 4,10 mt dal fondo. In tal modo si ottiene un carico per unità di superficie pari a: $1'200 \text{ kg/mc}$ [peso per unità di volume del percolato] $\times 4,10 \text{ mt} = 4'920 \text{ kg/mq}$. Tale carico ai fini del dimensionamento e verifica delle strutture, nelle combinazioni di carico analizzate, sarà considerato come "VARIABILE"

- Carichi sulle pareti della baia

Sulle pareti della baia si è considerata la spinta del liquido considerando, a favore di sicurezza, un livello pari al massimo invaso raggiungibile, ovvero 4,10 mt. Il carico applicato è stato considerato come carico potenziale pari a:

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Valore i.: valore del carico pressorio alla quota iniziale. [daN/cm²]

Quota i.: quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore iniziale. [cm]

Valore f.: valore del carico pressorio alla quota finale. [daN/cm²]

Quota f.: quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore finale. [cm]

Nome	Valori				
	Condizione	Valore i.	Quota i.	Valore f.	Quota f.
	Descrizione				
Percolato	Pesi strutturali	0	0	0	0
	Permanenti portati	0	0	0	0
	Variabile H	0	410	-0.48	15
	Neve	0	0	0	0

9. RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE

Di seguito si riportano le verifiche strutturali e geotecniche degli elementi strutturali costituenti le nuove costruzioni e gettati in opera.

Relativamente alle verifiche geotecniche delle opere di fondazioni superficiali [piastre di base della baia di trasferimento terreni e piastra di fondazione nuova vasca raccolta percolato] si è proceduto alla verifica di capacità portante 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.

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 Vesic, che viene descritto nei paragrafi successivi.

Metodo di Vesic

La capacità portante valutata attraverso la formula di Vesic 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:

γ'	= 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_c, N_q, N_γ	= fattori di capacità portante;
s_c, s_q, s_γ	= fattori di forma della fondazione;
d_c, d_q, d_γ	= fattori di profondità del piano di posa della fondazione;
i_c, i_q, i_γ	= fattori di inclinazione del carico;
b_c, b_q, b_γ	= fattori di inclinazione della base della fondazione;
g_c, g_q, g_γ	= fattori di inclinazione del piano campagna;

Nel caso di piano di campagna inclinato ($\beta > 0$) e $\phi = 0$, Vesic propone l'aggiunta, nella formula sopra definita, del termine: $0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma}$ con $N_{\gamma} = -2 \cdot \tan \beta$.

Per la teoria di Vesic i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

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

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

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

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}; \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right)^m;$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right)^{m+1}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - \tan \beta)^2; \quad g_{\gamma} = g_q$$

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

$$k = \frac{D}{B_f} \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1 \right); \quad k = \arctan \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} > 1 \right); \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

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

β = 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:

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

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:

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

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:

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

9.1 BAIA DI TRASFERIMENTO TERRENI

9.1.1 Verifiche strutturali piastra di base

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 4500

Calcestruzzo: C25/30 Rck 300

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (-50; 0; 0), direzione dell'asse X = (1; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 1; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
6	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	SLU 11	100019	0	279604	0	2.7955	Si
17	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	SLU 11	100013	0	279604	0	2.7957	Si
187	X	100	30	5.65	6.8	5.65	6.8	SLU 11	159772	0	581544	0	3.6398	Si
190	X	100	30	5.65	6.8	5.65	6.8	SLU 11	159759	0	581544	0	3.6401	Si
84	Y	100	30	5.65	5.6	5.65	5.6	SLU 11	154693	0	564733	0	3.6507	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
17	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	SLD 5	26758	0	233232	0	8.7164	Si

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
6	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	SLD 9	26754	0	233232	0	8.7177	Si
4	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	SLD 13	19769	0	233232	0	11.798	Si
19	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	SLD 1	19765	0	233232	0	11.8002	Si
189	X	100	30	5.65	6.8	5.65	6.8	SLD 9	37838	0	474583	0	12.5424	Si

Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
6	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	0	0	SLU 11	- 2240	0	5604	5604	0	26712	2.5	2.827	2.5015	Si
5	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	0	0	SLU 11	- 2240	0	5604	5604	0	26712	2.5	2.827	2.5015	Si
17	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	0	0	SLU 11	2240	0	5604	5604	0	26712	2.5	2.827	2.5018	Si
18	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	0	0	SLU 11	2240	0	5604	5604	0	26712	2.5	2.827	2.5018	Si
143	Y	100	30	5.65	5.6	5.65	5.6	0	0	SLU 11	4288	0	11208	11208	0	53423	2.5	5.655	2.6137	Si

Verifiche SLD Resistenza taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
17	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	0	0	SLD 5	583	0	7505	7505	0	26712	2.5	2.827	12.8709	Si
18	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	0	0	SLD 5	583	0	7505	7505	0	26712	2.5	2.827	12.8709	Si
6	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	0	0	SLD 9	-583	0	7505	7505	0	26712	2.5	2.827	12.8726	Si
5	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	0	0	SLD 9	-583	0	7505	7505	0	26712	2.5	2.827	12.8726	Si
19	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	0	0	SLD 5	542	0	7505	7505	0	26712	2.5	2.827	13.8455	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
6	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	SLE RA 3	69955	0	-8.7	149.4	15	Si
17	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	SLE RA 3	69951	0	-8.7	149.4	15	Si
187	X	100	30	5.65	6.8	5.65	6.8	SLE RA 3	111438	0	-7.1	149.4	15	Si
190	X	100	30	5.65	6.8	5.65	6.8	SLE RA 3	111429	0	-7.1	149.4	15	Si
189	X	100	30	5.65	6.8	5.65	6.8	SLE RA 3	110788	0	-7	149.4	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
6	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	SLE RA 3	69955	0	82.2	3600	15	Si
17	Y	50	30	2.83	5.6	2.83	5.6	SLE RA 3	69951	0	82.2	3600	15	Si
84	Y	100	30	5.65	5.6	5.65	5.6	SLE RA 3	107689	0	63.3	3600	15	Si
99	Y	100	30	5.65	5.6	5.65	5.6	SLE RA 3	107670	0	63.3	3600	15	Si
64	Y	100	30	5.65	5.6	5.65	5.6	SLE RA 3	105104	0	61.8	3600	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

9.1.2 Verifiche geotecniche piastra di base

Verifica di capacità portante

Dati geometrici dell'impronta di calcolo

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente

Centro impronta, nel sistema globale: 630; 410; -30

Lato minore B dell'impronta: 820

Lato maggiore L dell'impronta: 1360

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 1115200

Verifica di capacità portante sul piano di posa

Profondità massima del bulbo di rottura considerato: 5.97 m

Profondità massima del bulbo di rottura considerato (per condizione non drenata): 4.1 m

Peso specifico efficace del terreno di progetto γ_s : 2000 daN/m³

Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo A_{max} per verifiche in SLD: 0.024

Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo A_{max} per verifiche in SLV: 0.057

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 1.07

ID	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ix	iy	ex	ey	B'	L'	Cnd	C	Phi	Qs	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
1	SLU 3	0	103275	-	-	0	0	24	0	-	631	1360	LT	0	21	0	2.3	253398	-	1.07	Si
				235838	22264310					94									235838		
2	SLV FO 7	- 2685	8736	-	-4477299	-	-	4	-5	-	745	1350	BT	0.28	0	0	2.3	693102	-	5.78	Si
				120008		583658	1		37										120008		
3	SLD 7	-	4333	-	-3519898	-	-	2	-2	-	761	1355	BT	0.28	0	0	2.3	715110	-	5.96	Si
		1371		120008		298064	1		29										120008		

Fattori utilizzati nel calcolo di Rd

ID	N			S			D			I			B			G			P			E		
	Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
1	7	16	6	1.18	1.21	0.81	1	1	1	0.38	0.28	0.21	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	1	5	0	0	0.11	0	0	0	0	0	0.01	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0
3	1	5	0	0	0.11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0

Pressioni terreno allo SLU

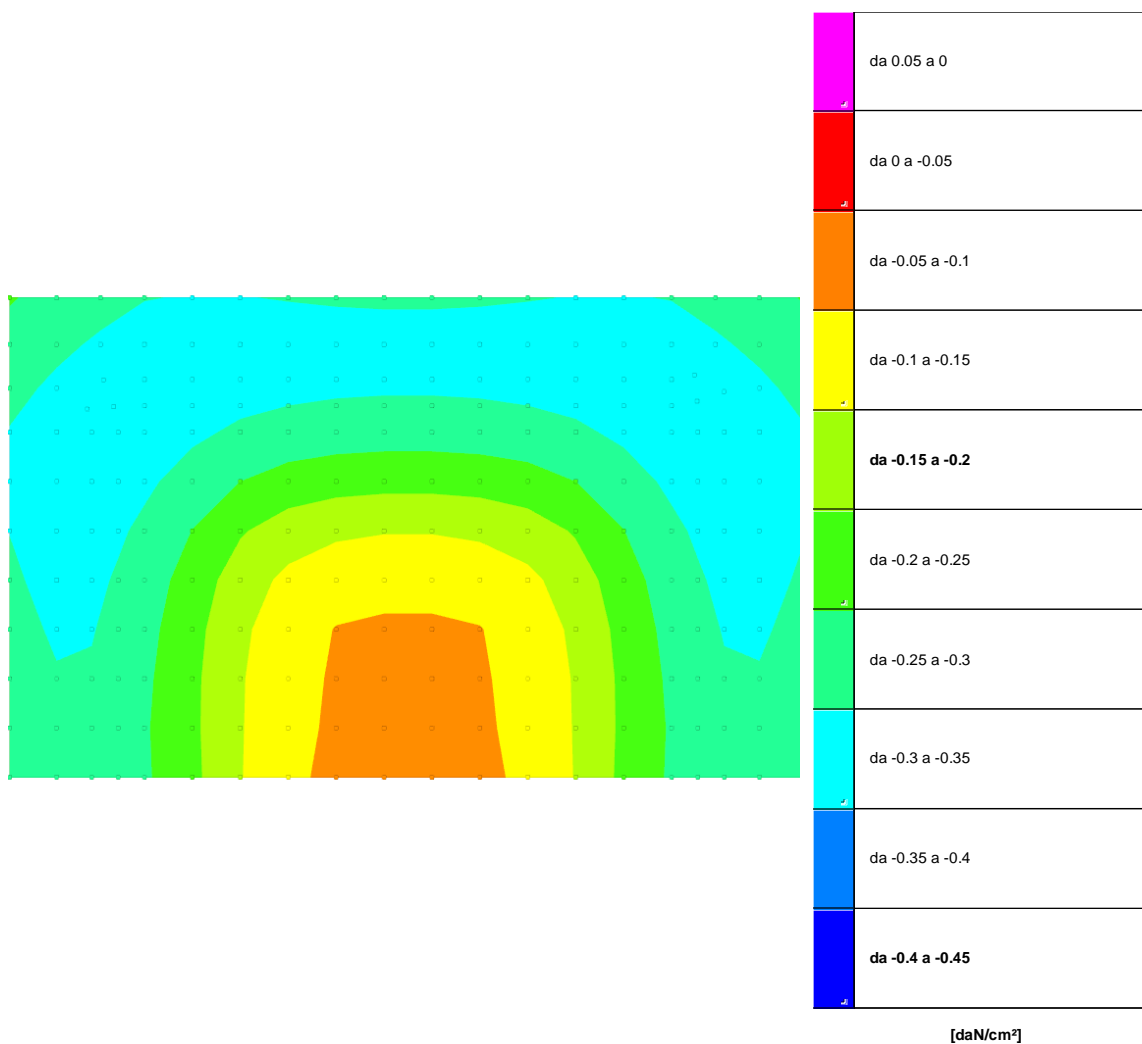


Figura n° 4: Rappresentazione in pianta delle massime compressioni su terreno allo SLU

Compressione estrema massima -0.33373 al nodo di indice 159, di coordinate x = 1170, y = 590, z = -15, nel contesto SLU 11.

Spostamento estremo minimo -0.06675 al nodo di indice 159, di coordinate x = 1170, y = 590, z = -15, nel contesto SLU 11.

Spostamento estremo massimo -0.01027 al nodo di indice 12, di coordinate x = 671, y = 0, z = -15, nel contesto SLU 3.

Pressioni terreno allo SLE/SLD

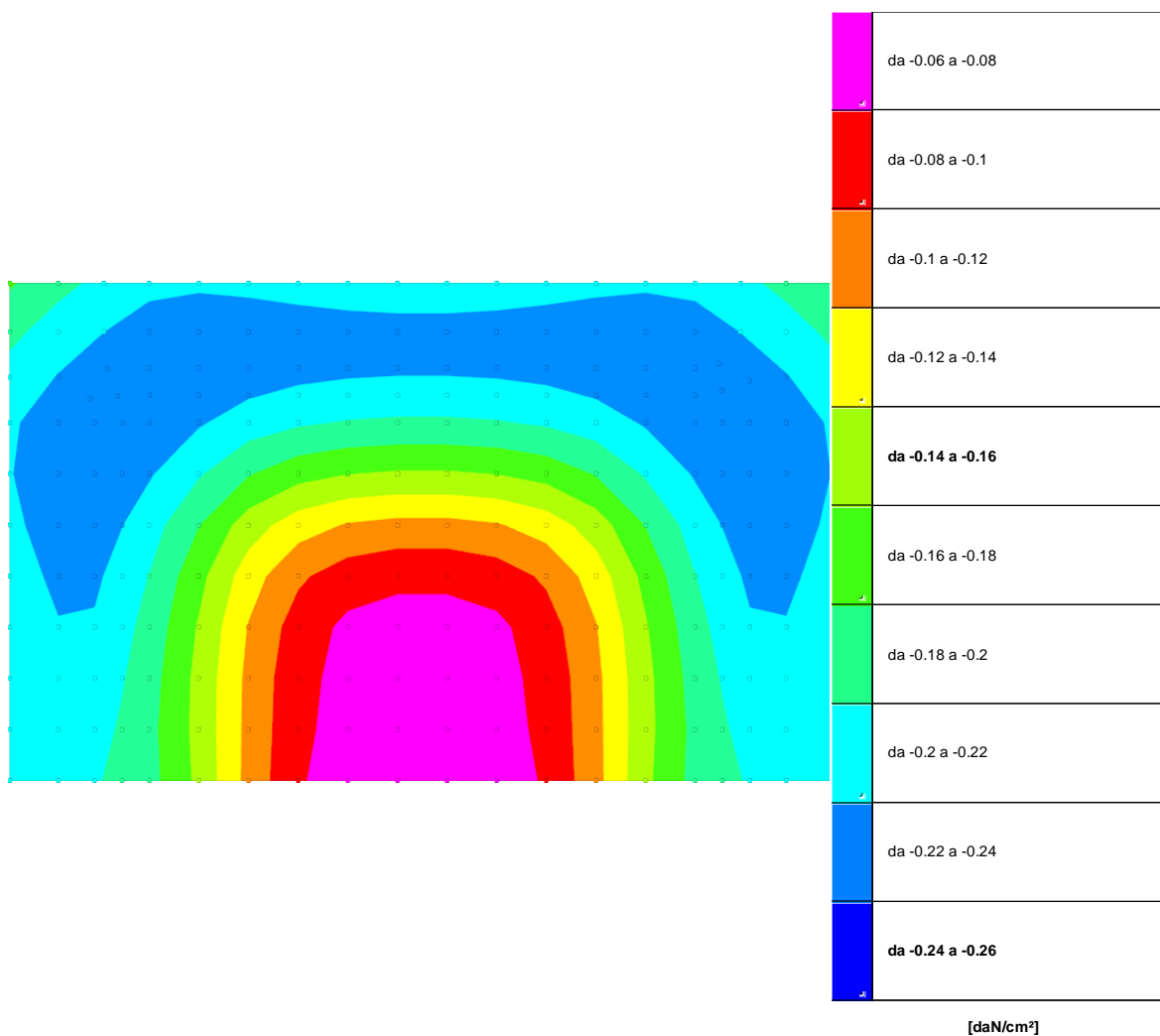


Figura n° 5: Rappresentazione in pianta delle massime compressioni su terreno allo SLE/SLD

Compressione estrema massima -0.23892 al nodo di indice 159, di coordinate x = 1170, y = 590, z = -15, nel contesto SLE rara 3.

Spostamento estremo minimo -0.04778 al nodo di indice 159, di coordinate x = 1170, y = 590, z = -15, nel contesto SLE rara 3.

Spostamento estremo massimo -0.0113 al nodo di indice 12, di coordinate x = 671, y = 0, z = -15, nel contesto SLE rara 3.

9.2 VASCA PERCOLATO

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 4500

Calcestruzzo: C25/30 Rck 300

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (0; 0; 0), direzione dell'asse X = (1; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 1; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
338	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLU 16	504993	0	781669	0	1.5479	Si
59	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLU 16	504857	0	781669	0	1.5483	Si
71	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLU 16	497798	0	781669	0	1.5703	Si
350	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLU 16	494098	0	781669	0	1.582	Si
259	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLU 16	- 461040	0	- 781669	0	1.6954	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
65	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLD 9	157921	0	682005	0	4.3187	Si
64	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLD 5	157904	0	682005	0	4.3191	Si
66	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLD 9	157852	0	682005	0	4.3205	Si
343	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLD 7	157812	0	682005	0	4.3216	Si
344	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLD 11	157804	0	682005	0	4.3218	Si

Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
325	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	0	0	SLU 16	13881	0	13725	13725	0	72691	2.5	5.655	0.9888	No
313	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	0	0	SLU 16	13359	0	13725	13725	0	72691	2.5	5.655	1.0274	Si
80	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	0	0	SLU 16	- 13290	0	13725	13725	0	72691	2.5	5.655	1.0327	Si
259	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	0	0	SLU 16	13078	0	13725	13725	0	72691	2.5	5.655	1.0495	Si
134	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	0	0	SLU 16	- 12972	0	13725	13725	0	72691	2.5	5.655	1.0581	Si

Verifiche SLD Resistenza taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
5	Y	50	40	2.83	5.6	2.83	5.6	0	0	SLD 9	2357	0	8729	8729	0	37659	2.5	2.827	3.7029	Si
148	Y	100	40	5.65	5.6	5.65	5.6	0	0	SLD 11	3905	0	17457	17457	0	75318	2.5	5.655	4.4705	Si
132	Y	100	40	5.65	5.6	5.65	5.6	0	0	SLD 7	- 3858	0	17457	17457	0	75318	2.5	5.655	4.5249	Si
271	Y	100	40	5.65	5.6	5.65	5.6	0	0	SLD 9	3845	0	17457	17457	0	75318	2.5	5.655	4.54	Si
257	Y	100	40	5.65	5.6	5.65	5.6	0	0	SLD 5	- 3810	0	17457	17457	0	75318	2.5	5.655	4.5815	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_c	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
59	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLE RA 4	340006	0	-12.1	149.4	15	Si
338	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLE RA 4	339903	0	-12.1	149.4	15	Si
71	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLE RA 4	335300	0	-11.9	149.4	15	Si
350	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLE RA 4	333045	0	-11.8	149.4	15	Si
259	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLE RA 4	-310206	0	-11	149.4	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_f	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
59	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLE RA 4	340006	0	119.6	3600	15	Si
338	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLE RA 4	339903	0	119.6	3600	15	Si
71	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLE RA 4	335300	0	117.9	3600	15	Si
350	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLE RA 4	333045	0	117.2	3600	15	Si
259	X	100	40	5.65	6.8	5.65	6.8	SLE RA 4	-310206	0	109.1	3600	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

9.2.1 Verifiche geotecniche piastra di base

Verifica di capacità portante

Dati geometrici dell'impronta di calcolo

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente

Centro impronta, nel sistema globale: 720; 440; -40

Lato minore B dell'impronta: 880

Lato maggiore L dell'impronta: 1440

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 1267200

Verifica di capacità portante sul piano di posa

Profondità massima del bulbo di rottura considerato (per condizione non drenata): 4.4 m

Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo A_{max} per verifiche in SLD: 0.024

Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo A_{max} per verifiche in SLV: 0.057

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 2.22

ID	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	i x	i y	ex	ey	B'	L'	Cn d	C	Ph i	Qs	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
1	SLU 16	0	0	-	-10241	137269	0	0	3	0	88	143	BT	0.2	0	0	2.3	88627	-398612	2.22	Si
2	SLV FO 11	6063	2539	-	-	255520	2	6	11	-	79	141	BT	0.2	0	0	2.3	76183	-231233	3.29	Si
3	SLD 9	2734	-	-	5858702	120558	1	-	5	25	82	143	BT	0.2	0	0	2.3	81781	-231233	3.54	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - fattori utilizzati nel calcolo di Rd

ID	N			S			D			I			B			G			P			E		
	Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ik	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
1	1	5	0	0	0.12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0
2	1	5	0	0	0.11	0	0	0	0	0	0.03	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0
3	1	5	0	0	0.12	0	0	0	0	0	0.01	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0

Pressioni terreno allo SLU

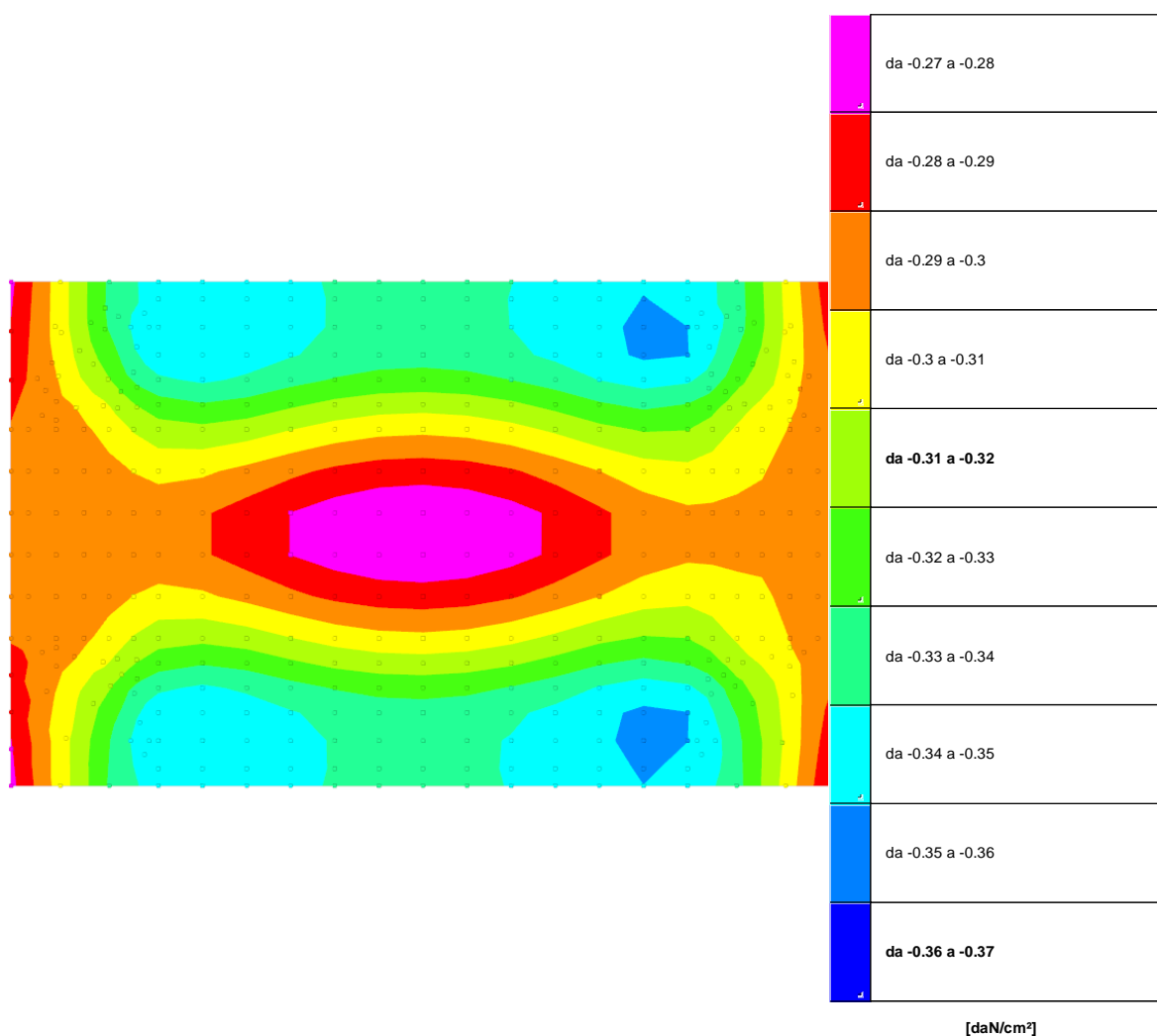


Figura n° 6: Rappresentazione in pianta delle massime compressioni su terreno allo SLU

Compressione estrema massima -0.35204 al nodo di indice 52, di coordinate x = 1105, y = 79, z = -20, nel contesto SLU 16.

Spostamento estremo minimo -0.11735 al nodo di indice 52, di coordinate x = 1105, y = 79, z = -20, nel contesto SLU 16.

Spostamento estremo massimo -0.05346 al nodo di indice 215, di coordinate x = 720, y = 477, z = -20, nel contesto SLU 1.

Pressioni terreno allo SLE/SLD

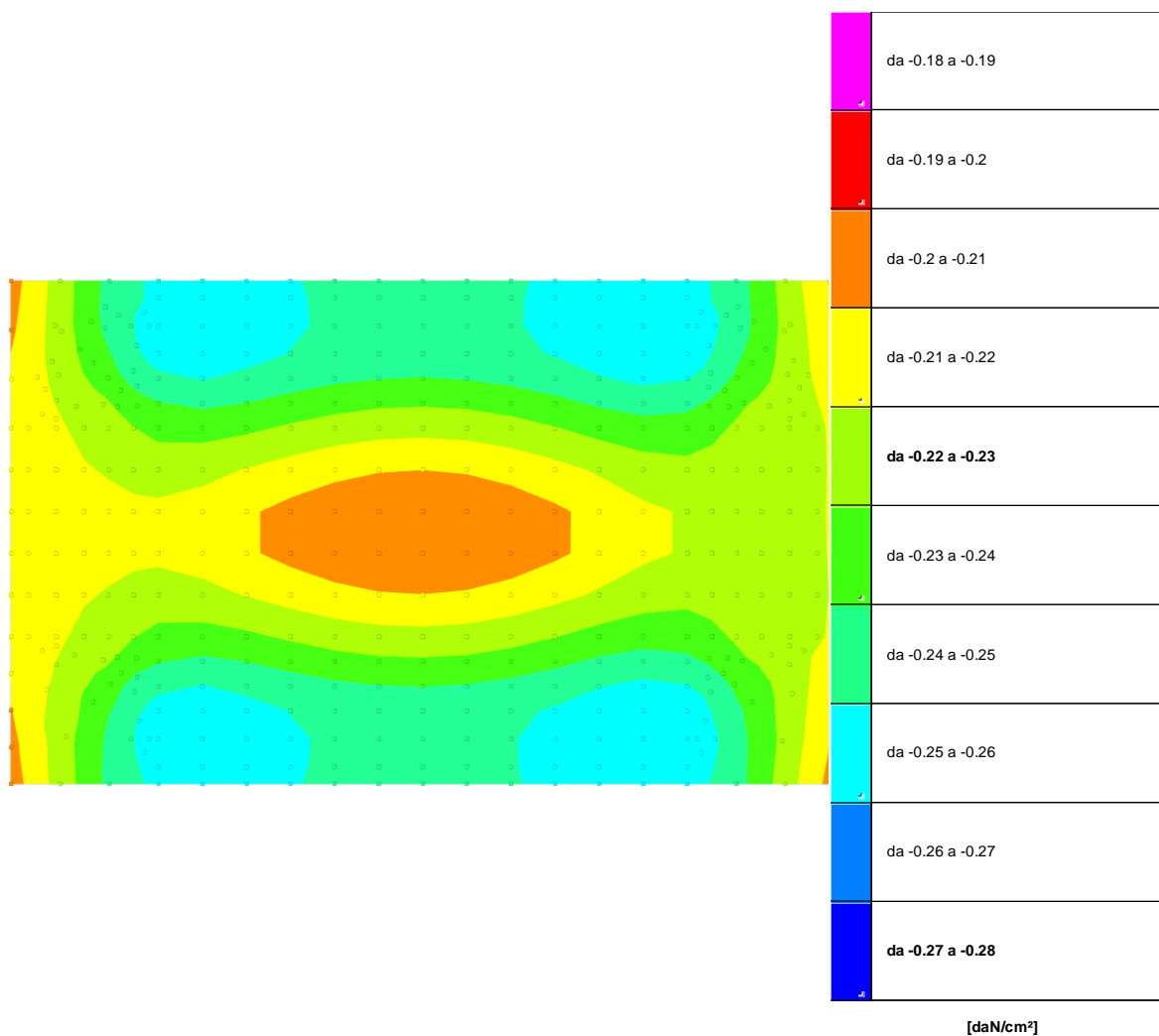


Figura n° 5: Rappresentazione in pianta delle massime compressioni su terreno allo SLE/SLD

Compressione estrema massima -0.2573 al nodo di indice 70, di coordinate x = 1105, y = 128, z = -20, nel contesto SLE rara 4.

Spostamento estremo minimo -0.08577 al nodo di indice 70, di coordinate x = 1105, y = 128, z = -20, nel contesto SLE rara 4.

Spostamento estremo massimo -0.05315 al nodo di indice 20, di coordinate x = 1440, y = 0, z = -20, nel contesto SLD 3.