

COMUNE DI CROTONE



PON FESR "SICUREZZA PER LO SVILUPPO"
Obiettivo Convergenza 2007/2013 – Obiettivo operativo 2.8 B

"Piano di Azione Giovani Sicurezza e Legalità" (PAG) finanziato dalle risorse del Fondo di rotazione nell'ambito del Piano Azione e Coesione

Linea di Intervento 1 "Sport e Legalità"
Iniziativa "Io gioco legale"

**REALIZZAZIONE DI UN CAMPO DI CALCIO A 5 OUTDOOR
"DODO' GABRIELE" NEL COMUNE DI CROTONE,
CON ANNESSO SPOGLIATOIO. CLASSE D'USO III
CUP: F19B12000150001**

PROGETTO DEFINITIVO ED ESECUTIVO

PROGETTISTA, CALCOLATORE, D.L. E COORDINATORE SICUREZZA :

Arch. Giusy SCICCHITANO



Relazione geotecnica e sulle fondazioni

Elaborato

Tav. E3

DATA: Novembre 2016

IMPORTO COMPLESSIVO: 263.000 euro

RUP: Ing. Gianfranco DE MARTINO

COMUNE DI CROTONE

SETTORE 3

Il Responsabile del Procedimento

Ing. Gianfranco DE MARTINO



TIMBRO

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera/terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni. Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e di laboratorio effettuate dal dott. Geol. Eliseo Scerbo.

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

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

Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 - Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008";

Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica" - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"

3 - INDAGINI GEOGNOSTICHE

3.1 Area di sedime

L'area si trova in località Iannello, nella periferia nord del Comune di Crotone, con accesso mediante strada privata dalla SP 22.



La zona di interesse risulta pianeggiante, il terreno è incolto/ sterrato per una superficie di 700m².

3.2 Prove effettuate

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel “volume significativo” dell'opera in esame, è stata condotta n.1 prova penetrometrica di tipo dinamico e n.1 MASW, riassunte nella relazione geologica. L’indagine ha permesso di ricostruire la seguente stratigrafia:

TERRENI

Terreni										
N _{TRN}	γ _T	Costante di sottofondo			Φ	C _u	C'	E _d	E _u	A _{S-B}
		K _X	K _Y	K _Z						
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°ssdc]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Terreno Vegetale										
T001	17.600	10	10	20	29	0,031	0,000	3	5	0,350
Sabbie fini con inclusi conglomeratici										
T002	19.400	80	80	100	30	0,061	0,000	4	9	0,350

LEGENDA Terreni

- N_{TRN}Numero identificativo del terreno.
- γ_TPeso specifico del terreno.
- Costante di sottofondoValori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K_X), Y (K_Y), e Z (K_Z).
- ΦAngolo di attrito del terreno.
- C_uCoesione Non Drenata.
- C'Coesione Efficace.
- E_dModulo Edometrico.
- E_uModulo elastico in condizione Non Drenate.
- A_{S-B}Parametro “A” di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

STRATIGRAFIE

N _{TRN}	Q _i	Q _f	Cmp	Add	Stratigrafie
	[m]	[m]			ΔEd
[S001]-Terreno Iannello					
T001	0,00	-1,20	incoerente	denso	nulla
T002	-1,20	INF	incoerente	denso	nulla

LEGENDA Stratigrafie

- N_{TRN}Numero identificativo della stratigrafia.
- Q_iQuota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).
- Q_fQuota finale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia). INF = infinito (profondità dello strato finale).
- CmpComportamento dello strato.
- AddAddensamento dello strato.
- ΔEdVariazione con la profondità del modulo Edometrico.

3.3 Idrogeologia

Tipologia di falda	Quota Piezometrica
Falda a pelo libero (o freatica)	1.5 m

3.4 Problematiche riscontrate

La presenza della falda sotto un terreno prevalentemente di tipo sabbioso, lo rende suscettibile di liquefazione e si consiglia pertanto, prima della posa delle fondazioni, una compattazione dello stesso mediante rullo vibro-flottante.

4 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:

C [Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs, 30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu, 30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (Vs30) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT) e/o della resistenza non drenata equivalente (cu,30).

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei seguenti paragrafi.

4.1 Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è riassunta nella seguente tabella:

Descrizione del terreno	Q _i	Q _f	C _m	Ad	Ps	K _z	K _o	Ø	C'	C _u	Ed	VEd
	[m]	[m]			[N/m³]	[N/cm³]	[N/cm³]		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	
Terreni fondazioni dirette												
Terreno Vegetale	-	-	-	-	17600	20	10	29	0	0.031	3	-
Sabbie fini con inclusi conglomeratici	-	-	-	-	19400	100	80	30	0	0.061	4	-
Q _i =Quota iniziale dello strato (Riferito alla quota iniziale della stratigrafia)												
Q _f =Quota finale dello strato (Riferito alla quota iniziale della stratigrafia)												
C _m =Comportamento dello strato												
Ad=Addensamento dello strato												
Ps=Peso specifico del terreno												
K _z =Costante di sottofondo in verticale												
K _o =Costante di sottofondo orizzontale (media aritmetica fra le costanti lungo X e lungo Y)												
Ø=Angolo di attrito interno												
C'=Coesione efficace												
C _u =Coesione												
Ed=Modulo edometrico.												
VEd=Variazione del modulo edometrico con la profondità.												

4.2 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera / terreno.

4.3 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale. Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica												
Ang	NV	CD	MP	S	Mcm	PAC	EcA	IrT	TP	RP	RH	CVE
[ssdc]												
0	15	A	ac	TT	N	-	N	N	C	SI	SI	5

Fattori di struttura

Dir. X			Dir. Y			Dir. Z
q	αu/α1	Kw	q	αu/α1	Kw	q
2	1,00	1,00	2,00	1,00	1,00	1,50

Stato Limite	Tr	Ag/g	Amplif. Stratigrafica	F0	T*c	Tb	Tc	Td
			Ss	Cc				

	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	68	0,0705	1,500	1,532	2,357	0,318	0,163	0,488	1,882
SLD	114	0,0918	1,500	1,508	2,372	0,334	0,168	0,503	1,967
SLV	1073	0,2410	1,345	1,443	2,455	0,382	0,184	0,551	2,564
SLC	2203	0,3133	1,231	1,427	2,494	0,394	0,188	0,563	2,853

Classe Edificio	Vita Nominale	Periodo di Riferimento	Latitudine	Longitudine	Altitudine	Ampl. Topog.	
						Categoria	Coefficiente
	[anni]	[anni]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
3	75	113	39.1698	17.0524	26	T1	1,00

LEGENDA Dati generali analisi sismica

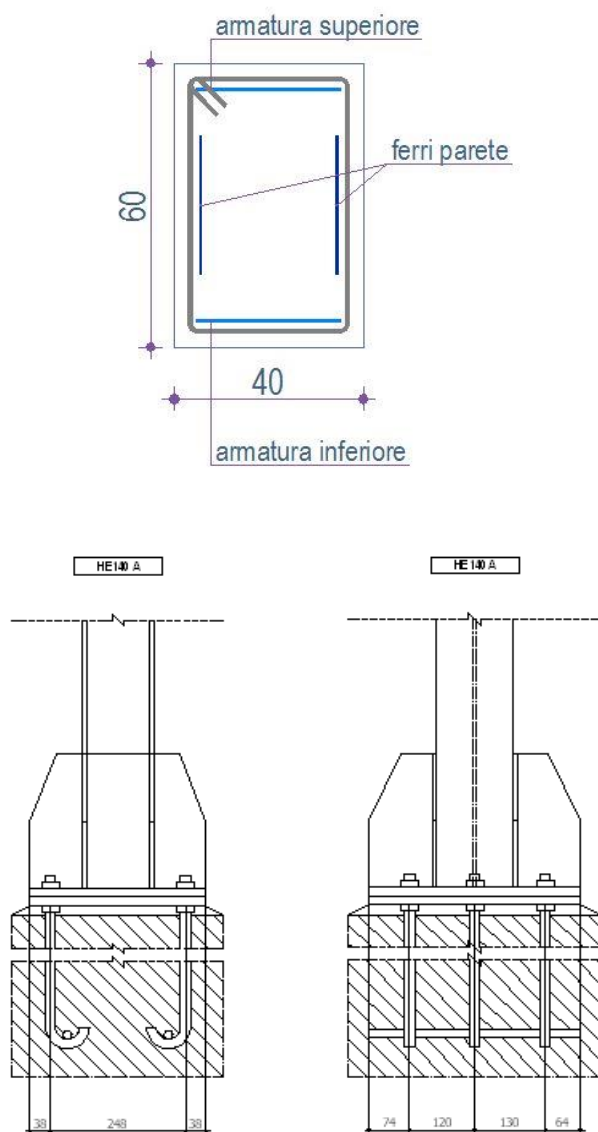
Ang	Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
NV	Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
CD	Classe di duttilita': [A] = Alta - [B] = Bassa - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
MP	Tipo di materiale prevalente nella struttura: [ca] = calcestruzzo armato - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
S	Tipologia della struttura: Cemento armato: [T] = Telaio - [P] = Pareti - [2P] = Due pareti per direzione non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso; Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano; Acciaio: [T] = Telaio - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo invertito - [TT] = telaio con tamponature.
Mcm	Struttura con telai multicampata: [N]=Nessuna direzione - [X]=Solo in direzione X - [Y]=Solo in direzione Y - [XY]=Sia in direzione X che Y.
PAc	Presenza nella struttura di pareti accoppiate: [P] = presenti - [A] = Assenti
Eca	Eccentricita' accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
IrT	Irregolarita' tamponature in pianta: [S] = Tamponature irregolari in pianta - [N] = Tamponature regolari in pianta.
TP	Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione come definito al punto 3.2.2 del DM 14 gennaio 2008 'Nuove Norme tecniche per le costruzioni: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m.
RP	Regolarita' in pianta: [S]= Struttura regolare - [N]=Struttura non regolare.
RH	Regolarita' in altezza: [S]= Struttura regolare - [N]=Struttura non regolare.
CVE	Coefficiente viscoso equivalente.
Categ Topog	Categoria topografica.
Coef Ampl	Coefficiente di amplificazione topografica.
Topog	
Tr	Periodo di ritorno dell'azione sismica.
Ag/g	Coefficiente di accelerazione al suolo.
Ss	Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO / SLD / SLV / SLC.
Cc	Coefficienti di Amplificazione di Tc allo SLO / SLD / SLV / SLC.
F0	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T*c	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
Tb	Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
Tc	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
Td	Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.
Latitudine	Latitudine geografica del sito (in datum ED50).
Longitudine	Longitudine geografica del sito (in datum ED50).
Altitudine	Altitudine geografica del sito.
q	Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di struttura).
αu/α1	Rapporto di sovrarresistenza.
Kw	Fattore di riduzione di q0.

5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame la struttura di fondazione è costituita da fondazioni dirette (travi in c.a.) di dimensioni pari a 40 cm di larghezza e 60 cm di profondità, poggianti su uno strato di magrone di 10 cm. Gli elementi

verticali sono collegati alle fondazioni mediante una doppia piastra in acciaio bullonata. I tirafondi saranno annegati direttamente nel calcestruzzo, in modo da consentire più agevolmente la successiva messa in opera dei pilastri. Lo schema della sezione della trave e delle armature sono indicate nella seguente figura:



6 - MODALITA' COSTRUTTIVE

Dalla relazione geologica si evince la necessità di poggiare le opere di fondazione sul litotipo sottostante (sabbie aranacee), previa posa di materiale inerte granulare e classato, al fine di evitare la risalita capillare dell'acqua di falda presente alla profondità di 1,50 m.

7 - VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'**Approccio 2** (Combinazione

Realizzazione di un campo di calcio a 5 outdoor "Dodò Gabriele" nel Comune di Crotone, con annesso spogliatoio. Classe d'uso III.

CUP F19B12000150001

pag. 5

A1+M1+R3), sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nel paragrafo precedente.

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2008, che vengono di seguito riportati.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0
	Sfavorevole		1.3
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0
	Sfavorevole		1.5

Il valore di progetto della resistenza R_d è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M , specificato nella tabella 6.2.II delle NTC 2008, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera. Utilizzando l’approccio 2, i coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici del terreno relativi alla colonna M1 sono tutti unitari.

7.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

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

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \times D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;

L = Lunghezza della fondazione;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ = coefficienti correttivi.

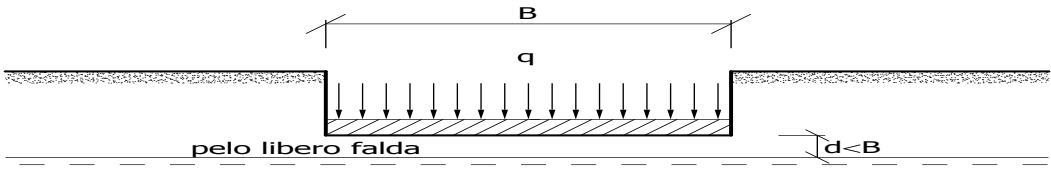
Calcolo del carico limite in presenza di falda

Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano di posa della fondazione di una profondità d , tale che:

$$D \leq d \leq D+B, \quad \text{o in altri termini} \quad d < B$$

l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni effettive*, diviene:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + 0.5 \cdot B \cdot \left(\gamma'_f + (\gamma_f - \gamma'_f) \frac{d}{B} \right) \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma$$



7.2 Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).
 Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.
 La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:
 z_c, z_q, z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;
 c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} , valutabile con i riferimenti normativi specificati per i pendii (circolare esplicativa § C 7.11.5.3.1). In tal modo è possibile esprimere il K_{hk} (§ 7.11.3.5.2, NTC 2008) come:

$$k_{hk} = \beta_s \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

dove:
 β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
 g = accelerazione di gravità;
 S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
 S_T = coefficiente di amplificazione topografica;
 a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_σ sono riportati nella tabella 7.11.I del DM 14/01/2008:

Tab. 7.11.I – DM 14/01/2008

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{k_{hk}}{tg\phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{k_{hk}}{tg\phi} < 1$, altrimenti $c_\gamma = 0$

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale z_c, z_q, z_γ

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} .
 Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
---	---

$z_c = z_q = z_\gamma = 1$	$z_c = 1 - 0.32 \cdot k_{hi}$ se $z_c > 0$, altrimenti $z_c = 0$ $z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{k_{hi}}{\text{tg}\phi}\right)^{0.35}$ se $\frac{k_{hk}}{\text{tg}\phi} < 1$, altrimenti $z_\gamma = z_q = 0$
----------------------------	--

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell’insieme fondazione-terreno. Si precisa che il valore relativo alla colonna $Q_{d,Rd}$, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d , ossia il rapporto fra il carico limite Q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R , come indicato nella tabella 6.4.I delle NTC 2008, è stato assunto pari a:

$\gamma_R = 2.3.$

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{Max} e $Q_{d,Rd}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne “per N_q , per N_c e per N_γ ”, relative ai “Coef. Cor. Terzaghi”, viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell’espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

Coef. Cor. Terzaghi per $N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q$

Coef. Cor. Terzaghi per $N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c$

Coef. Cor. Terzaghi per $N_\gamma = s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$

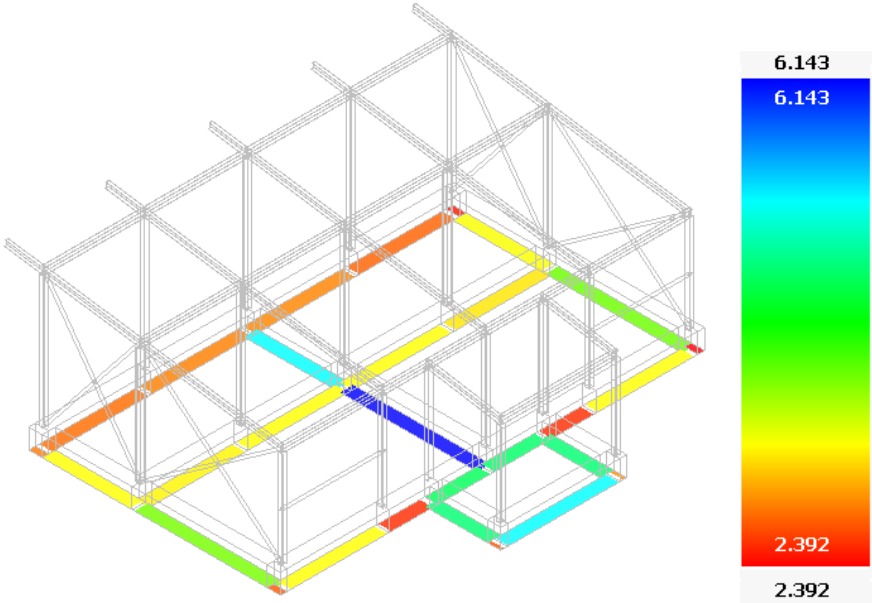
VERIFICHE PER CARICO LIMITE SU FONDAZIONI DIRETTE

Verifiche per Carico Limite su fondazioni dirette																
Descrizione	CS	Dimensioni e orientazione			Prof	Falda	Comp. Terreno	Coef. Cor. Terzaghi			Coef. Calc. Terzaghi			QMax	Qd,Rd	Intr v
		X	Y	Rtz				per N _q	per N _c	per N _γ	per N _q	per N _c	per N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								N/mm ²	N/mm ²	
Trave 18-19	4,03	4,28	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,44	0,00	1,00	5,14	0,00	0,034	0,137	NO
Trave 19-6b	2,46	0,25	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,041	0,100	NO
Trave 2-3	4,00	4,28	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,44	0,00	1,00	5,14	0,00	0,034	0,137	NO
Trave 15-18	2,88	3,03	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,48	0,00	1,00	5,14	0,00	0,049	0,140	NO
Trave 17-18	3,64	2,91	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,46	0,00	1,00	5,14	0,00	0,038	0,139	NO
Trave 1-2	3,61	2,91	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,46	0,00	1,00	5,14	0,00	0,038	0,139	NO
Trave 10-11	6,14	4,28	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,44	0,00	1,00	5,14	0,00	0,022	0,137	NO
Trave 5-10	3,05	3,12	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,47	0,00	1,00	5,14	0,00	0,046	0,139	NO
Trave 9-10	5,26	2,91	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,46	0,00	1,00	5,14	0,00	0,026	0,138	NO
Trave 6-7	2,41	1,39	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,55	0,00	1,00	5,14	0,00	0,061	0,147	NO
Trave 13-4b	2,69	0,17	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,48	0,00	1,00	5,14	0,00	0,040	0,107	NO
Trave 16-19	3,35	3,03	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,46	0,00	1,00	5,14	0,00	0,041	0,139	NO
Trave 4-9	2,63	3,12	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,45	0,00	1,00	5,14	0,00	0,052	0,138	NO
Trave 7-11	4,48	1,73	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	0,82	1,51	0,83	1,00	5,14	0,00	0,032	0,142	NO
Trave 1b-1	2,70	0,25	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,51	0,00	1,00	5,14	0,00	0,040	0,109	NO
Trave 2b-3	2,76	0,25	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,51	0,00	1,00	5,14	0,00	0,040	0,109	NO
Trave 10-15	3,06	3,12	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,47	0,00	1,00	5,14	0,00	0,045	0,139	NO
Trave 2-5	2,92	3,03	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,47	0,00	1,00	5,14	0,00	0,048	0,140	NO
Trave 17-5b	2,39	0,25	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,042	0,100	NO
Trave 7-8	4,56	2,18	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,48	0,00	1,00	5,14	0,00	0,031	0,140	NO
Trave 12-13	4,55	2,18	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,48	0,00	1,00	5,14	0,00	0,031	0,140	NO
Trave 3b-8	2,51	0,17	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,040	0,100	NO
Trave 8-13	5,10	3,46	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,45	0,00	1,00	5,14	0,00	0,027	0,137	NO
Trave 14-17	2,53	3,03	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,46	0,00	1,00	5,14	0,00	0,055	0,139	NO
Trave 11-12	4,53	1,73	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,51	0,00	1,00	5,14	0,00	0,032	0,143	NO
Trave 9-14	2,64	3,12	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,45	0,00	1,00	5,14	0,00	0,052	0,138	NO
Trave 1-4	2,55	3,03	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,46	0,00	1,00	5,14	0,00	0,054	0,139	NO
Trave 3-6	3,35	3,03	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,46	0,00	1,00	5,14	0,00	0,041	0,139	NO
Trave 12-16	2,41	1,39	0,60	0,00	0,60	1,50	Coesivo	1,00	1,55	0,00	1,00	5,14	0,00	0,061	0,147	NO

Verifiche per Carico Limite su fondazioni dirette																
Descrizione	CS	Dimensioni e orientazione			Prof	Falda	Comp. Terreno	Coef. Cor. Terzaghi			Coef. Calc. Terzaghi			QMax	Qd,Rd	Intr v
		X	Y	Rtz				per N _q	per N _c	per N _γ	per N _q	per N _c	per N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								N/mm²	N/mm²	

LEGENDA - Verifiche per Carico Limite su fondazioni dirette

Descrizione	Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS	Coefficiente di sicurezza [NS] = Non significativo.
Dimensioni	Dimensioni dell'elemento di fondazione.
Rtz	Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
Prof	Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Falda	Profondità di falda sotto l'elemento di fondazione dal piano campagna.
Comp. Terreno	Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
Coef. Cor. Terzaghi	Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Coef. Calc. Terzaghi	Coefficienti di calcolo per la formula di Terzaghi.
QMax	Carico Massimo di Progetto allo SLU.
Qd,Rd	Resistenza di progetto del terreno.
Intrv	[SI] = nodo con presenza di rinforzo; [NO] = nodo senza rinforzo.



8 - STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione. Nel calcolo eseguito dal software vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione, che sono sempre presenti, e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

8.1 Calcolo dell'incremento delle tensioni

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante la teoria di Boussinesq, che definisce lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite. Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per ogni combinazione di carico allo SLE e allo SLD, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo. L'altezza adottata per il substrato è di 100 cm.

Distribuzione delle forze al contatto del piano di posa

Per poter affrontare il problema in maniera generale, l'area di impronta della fondazione viene discretizzata in areole elementari sufficientemente piccole e si sostituisce all'azione ripartita, competente ad ogni singola areola, un'azione concentrata equivalente. Il terreno a contatto con la fondazione viene corrispondentemente discretizzato in elementi elastici, detti bounds, che lavorano nelle tre direzioni principali XYZ. Le fondazioni trasmettono agli elementi bounds le azioni provenienti dal calcolo in elevazione e su tale modello il solutore determina le azioni F_x , F_y , F_z agenti sul singolo bound. Inizialmente si ritiene il bound elastico e bidirezionale, ossia reagente anche a trazione, e in tale ipotesi viene condotto un calcolo lineare. Se, per effetto di eccentricità, si hanno bounds reagenti a trazione, si ridefinisce il legame costitutivo nell'ipotesi di assenza di resistenza a trazione e si effettua un calcolo NON lineare in cui sono definite aree di contatto parzializzate e vengono esclusi i bounds a trazione. Attraverso questo procedimento, effettuato per tutte le combinazioni di carico, sono note le reazioni dei bounds compressi e quindi le forze (F_z) da cui calcolare gli incrementi di tensione nel sottosuolo in una serie di punti significativi. Per ogni verticale in cui si è calcolato il cedimento, l'incremento di tensione nel sottosuolo è stato calcolato sommando gli effetti di tutte le forze elementari. Inoltre, è stato considerato il decremento di tensione dovuto allo scavo, in modo da sottrarre all'intensità del carico applicato il valore della tensione litostatica agente sul piano di posa prima della realizzazione della fondazione.

8.2 Calcolo dei cedimenti

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi.

Terreni a grana fina

Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} H_i$$

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$w_c = \beta w_{ed}$$

I valori del coefficiente β sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A".

Il cedimento iniziale w_0 è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{qB}{E_u} I_w$$

Il cedimento finale è pari a:

$$w_f = w_0 + w_c.$$

8.3 Calcolo delle distorsioni angolari

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile calcolare le distorsioni angolari (β) come:

$$\beta_{ij} = \frac{\Delta w_{ij}}{L_{ij}}$$

dove:

Δw_{ij} è il cedimento differenziale tra i punti i e j;

L_{ij} è la distanza tra la coppia di punti i e j.

Sia nel tabulato che nelle tabelle seguenti, per comodità di lettura, sono riportati i valori inversi delle distorsioni angolari, confrontati con il valore inverso della distorsione ammissibile compatibile con la funzionalità dell'intera opera.

GEOTECNICA - VERIFICHE DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Geotecnica - Verifiche dei cedimenti differenziali				
ID	Ced. diff.	$(L/\Delta W)_{i-f}$	$(L/\Delta W)_{lim}$	CS
		[-]	[-]	
001	C0010-C0004	3.064,43	200	15,32
002	C0004-C0005	1.067,63	200	5,34
003	C0019-C0035	566,50	200	2,83
004	C0016-C0012	2.893,91	200	14,47
005	C0012-C0013	1.110,23	200	5,55
006	C0036-C0020	541,70	200	2,71
007	C0008-C0001	3.205,50	200	16,03
008	C0001-C0002	1.081,33	200	5,41
009	C0010-C0023	1.587,31	200	7,94
010	C0023-C0016	1.802,04	200	9,01
011	C0016-C0041	1.809,94	200	9,05
012	C0041-C0008	1.584,29	200	7,92
013	C0004-C0014	3.071,40	200	15,36
014	C0014-C0012	1.160,38	200	5,80
015	C0012-C0006	1.169,44	200	5,85
016	C0006-C0001	2.856,07	200	14,28
017	C0005-C0018	1.678,71	200	8,39
018	C0018-C0019	945,58	200	4,73
019	C0019-C0013	2.858,48	200	14,29
020	C0013-C0036	3.949,13	200	19,75
021	C0036-C0021	915,03	200	4,58
022	C0021-C0002	1.591,86	200	7,96
023	C0035-C0020	10.009,53	200	50,05
024	C0004-C0014	3.071,40	200	15,36
025	C0014-C0012	1.160,38	200	5,80
026	C0012-C0006	1.169,44	200	5,85
027	C0006-C0001	2.856,07	200	14,28
028	C0010-C0023	1.587,31	200	7,94
029	C0023-C0016	1.802,04	200	9,01
030	C0016-C0041	1.809,94	200	9,05
031	C0041-C0008	1.584,29	200	7,92
032	C0005-C0018	1.678,71	200	8,39
033	C0018-C0019	945,58	200	4,73
034	C0019-C0013	2.858,48	200	14,29
035	C0013-C0036	3.949,13	200	19,75
036	C0036-C0021	915,03	200	4,58
037	C0021-C0002	1.591,86	200	7,96
038	C0010-C0004	3.064,43	200	15,32
039	C0004-C0005	1.067,63	200	5,34
040	C0041-C0006	9.849,68	200	49,25
041	C0006-C0021	1.369,52	200	6,85
042	C0008-C0001	3.205,50	200	16,03
043	C0001-C0002	1.081,33	200	5,41
044	C0019-C0035	566,50	200	2,83
045	C0036-C0020	541,70	200	2,71
046	C0035-C0020	10.009,53	200	50,05
047	C0016-C0012	2.893,91	200	14,47
048	C0012-C0013	1.110,23	200	5,55
049	C0023-C0014	10.989,21	200	54,95
050	C0014-C0018	1.331,12	200	6,66

LEGENDA Geotecnica - Verifiche dei cedimenti differenziali

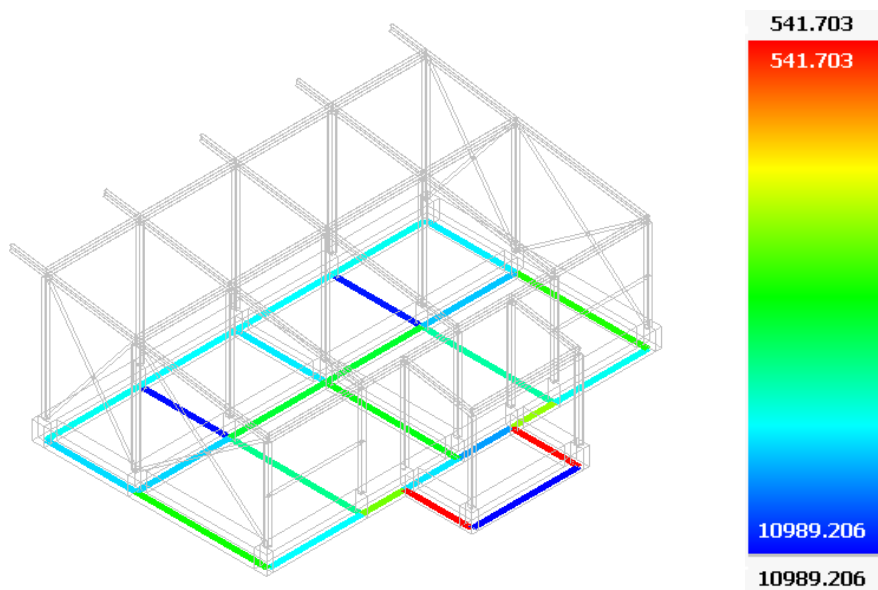
ID Identificativo del cedimento riportato nella vista 3D.

Ced. diff. Identificativo del cedimento differenziale.

$(L/\Delta W)_{i-f}$ Distorsione angolare. [NS] = Non Significativo - Per valori di $(L/\Delta W)_{i-f}$ maggiori o uguali di 50000.

$(L/\Delta W)_{lim}$ Distorsione angolare limite ammissibile.

CS Coefficiente di sicurezza (rapporto fra distorsione angolare di calcolo e distorsione angolare ammissibile).



9 - VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

La verifica a scorrimento sul piano di posa della fondazione, eseguita allo SLU (SLV), consiste nel confronto fra la forza agente parallelamente al piano di scorrimento (azione, F_d) e la resistenza (R_d), ossia la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

La resistenza R_d della fondazione allo scorrimento è data dalla somma di tre componenti:

- 1) Componente dovuta all'attrito F_{RD1} .
- 2) Componente dovuta all'adesione F_{RD2} .
- 3) Componente dovuta all'affondamento F_{RD3} della fondazione. Tale eventuale contributo resistente è dovuto alla spinta passiva che si genera sul lato verticale della fondazione quando le forze orizzontali la spingono contro lo scavo (incasso). Si evidenzia che nel caso in cui lo sforzo normale sia di trazione i primi due contributi vengono annullati. Inoltre, nel caso in cui il terreno sia dotato di coesione non drenata e attrito, il programma esegue la verifica a scorrimento ignorando il contributo dovuto all'attrito terra-fondazione e calcola l'aliquota dovuta all'adesione con riferimento alla coesione non drenata. Si precisa che il valore relativo alla colonna F_{Rd} , di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza allo scorrimento R_d , ossia il rapporto fra la resistenza ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo allo scorrimento della struttura di fondazione su piano di posa. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R , come indicato nella tabella 6.4.I delle NTC 2008, è stato assunto pari a:

$$\gamma_R = 1.1.$$

Sia nel tabulato che nella tabella seguente si riporta l'esito della suddetta verifica.

GEOTECNICA - VERIFICHE A SCORRIMENTO

Geotecnica - Verifiche a scorrimento									
elemento	dir.	N	M	T	F_{RD1}	F_{RD2}	F_{RD3}	F_{RD}	CS
		[N]	[Nm]	[N]	[N]	[N]	[N]		
Trave 18-19	B	51212	-4405	7994	0	40970	345659	386629	48,36
	L	53619	6953	-7357	0	40093	48097	88189	11,99
Trave 19-6b	B	3344	66	-427	0	2864	20040	22905	53,64
	L	3280	-241	-437	0	2958	48097	51055	NS
Trave 2-3	B	48700	4254	-8004	0	40879	345659	386537	48,29
	L	54230	7036	-7231	0	40293	48097	88390	12,22
Trave 15-18	B	43397	965	-5096	0	24497	243169	267665	52,52
	L	44458	7892	5922	0	20787	48097	68884	11,63

Geotecnica - Verifiche a scorrimento

elemento	dir.	N	M	T	F _{RD1}	F _{RD2}	F _{RD3}	F _{RD}	CS
		[N]	[Nm]	[N]	[N]	[N]	[N]		
Trave 17-18	B	39875	-3543	5920	0	24466	235343	259810	43,89
	L	43100	-6298	-5007	0	24230	48097	72327	14,45
Trave 1-2	B	37315	3385	-5925	0	24903	235343	260246	43,92
	L	43362	-6339	-4924	0	24392	48097	72488	14,72
Trave 10-11	B	52576	1564	-7941	0	51896	343090	394985	49,74
	L	53847	4598	-6878	0	51467	48097	99563	14,48
Trave 5-10	B	45759	959	-5074	0	34571	249822	284394	56,05
	L	42130	4930	6084	0	31979	48097	80076	13,16
Trave 9-10	B	43137	-1160	5881	0	45500	233549	279050	47,45
	L	44032	-1035	-4683	0	45059	48097	93156	19,89
Trave 6-7	B	18707	183	-2269	0	22249	111143	133392	58,79
	L	21565	-675	-2433	0	20483	48097	68580	28,19
Trave 13-4b	B	2903	-17	-293	0	2624	14266	16890	57,64
	L	3366	-92	-295	0	1986	48097	50083	NS
Trave 16-19	B	36168	1158	-5097	0	48397	243169	291566	57,20
	L	40954	1207	5318	0	46098	48097	94194	17,71
Trave 4-9	B	54767	335	-5065	0	46832	249873	296705	58,58
	L	47339	2244	6509	0	43853	48097	91949	14,13
Trave 7-11	B	20455	590	-2796	0	24489	138679	163168	58,36
	L	21924	-1417	-3029	0	22649	48097	70746	23,36
Trave 1b-1	B	4976	75	-420	0	3112	20066	23178	55,18
	L	4212	306	522	0	3074	48097	51170	98,03
Trave 2b-3	B	3391	66	-420	0	3001	20040	23041	54,86
	L	3312	242	438	0	2989	48097	51086	NS
Trave 10-15	B	45662	963	-5088	0	33101	249822	282923	55,61
	L	44703	-5212	-6083	0	32025	48097	80121	13,17
Trave 2-5	B	44230	951	-5030	0	32766	243169	275935	54,86
	L	47189	-5615	-5922	0	30839	48097	78936	13,33
Trave 17-5b	B	4931	75	-428	0	3020	20066	23085	53,94
	L	4505	-317	-522	0	3010	48097	51107	97,91
Trave 7-8	B	24267	-1458	3730	0	20621	175679	196300	52,63
	L	24650	3464	3355	0	19143	48097	67240	20,04
Trave 12-13	B	23662	1411	-3727	0	19906	175679	195586	52,48
	L	24764	3476	3370	0	18968	48097	67065	19,90
Trave 3b-8	B	3712	-145	275	0	1632	14266	15898	57,81
	L	3294	90	295	0	1811	48097	49908	NS
Trave 8-13	B	34208	252	-5591	0	57014	278634	335648	60,03
	L	39608	445	5742	0	55457	48097	103554	18,03
Trave 14-17	B	53285	313	-5097	0	49172	243220	292391	57,37
	L	50879	1576	6339	0	45338	48097	93435	14,74
Trave 11-12	B	21234	508	-2804	0	28247	138679	166926	59,53
	L	23049	723	3030	0	25859	48097	73956	24,41
Trave 9-14	B	54721	329	-5088	0	46034	249873	295907	58,16
	L	50567	-2246	-6506	0	44525	48097	92621	14,24
Trave 1-4	B	53624	300	-5036	0	48008	243220	291227	57,83
	L	53923	-1642	-6335	0	45581	48097	93677	14,79
Trave 3-6	B	36741	1173	-5034	0	46720	243169	289889	57,59
	L	42472	-1255	-5315	0	45889	48097	93986	17,68
Trave 12-16	B	18223	253	-2284	0	20802	111143	131946	57,77
	L	19548	-787	-2431	0	19982	48097	68079	28,00

LEGENDA Geotecnica - Verifiche a scorrimento

elemento	Elemento di fondazione su cui si esegue la verifica.
dir.	Direzione di verifica : per Plinti [B]= asse locale 2; [L]= asse locale 3. Per Winkler [B]= asse locale 3; [L]= asse locale 1. Per Platee [B]= asse globale y; [L]= asse globale x.
N, M, T	Sforzo Normale, Momento e Taglio di progetto.
F_{RD1}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per attrito terra-fondazione.
F_{RD2}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per adesione.
F_{RD3}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per affondamento.
F_{RD}	Resistenza allo scorrimento
CS	Coefficienti di sicurezza: [NS] = Non Significativo - Per valori di CS maggiori o uguali a 100.

Crotone, __/__/____

Il Progettista

(arch. Giusy Scicchitano)