

COMMITTENTE:



ALTA
SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01
LINEA AV/AC TORINO – VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA
Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza
PROGETTO ESECUTIVO
FABBRICATI
FA16 – PIAZZOLE BTS
STRUTTURE
RELAZIONE GEOTECNICA**

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA
IL PROGETTISTA INTEGRATORE Ing. Giovanni MALAVENDA iscritto all'ordine degli Ingegneri di Venezia n. 4289 Data:	Consorzio Iricav Due Ing. Paolo CARMONA Data:			-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	FOGLIO
I N 1 7	1 2	E	I 2	R B	F A 0 8 0 0	0 0 1	A	0 0 1 P 0 0 1

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	Luca RANDOLFI 	

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	verificato	Data	Approvat	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	MBI 	07/05/2021	MPA 	07/05/2021	GSA 	07/05/2021	 Data: 07/05/2021

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E91000000009	File: IN1712EI2RBFA1600001A
Progetto cofinanziato dalla Unione Europea		Cod. origine:

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
2 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

INDICE

1	ELABORATI DI RIFERIMENTO	4
2	PREMESSA	5
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE	5
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
5	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO DELL'OPERA.....	9
6	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	9
6.1	CARATTERISTICHE MECCANICHE TEORICHE.....	9
6.2	DURABILITA'.....	10
7	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SCELTA DEI PARAMETRI GEOTECNICI	12
8	ANALISI DELLE AZIONI	14
8.1	AZIONI STATICHE	15
8.1.1	PESI PROPRI STRUTTURALI (G ₁)	15
8.2	AZIONE SISMICA (E)	15
8.2.1	PARAMETRI DI BASE	15
8.2.2	SPETTRI ELASTICI	15
9	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	16
9.1	APPROCCIO DI VERIFICA	22
9.2	COMBINAZIONI DI PROGETTO.....	24
10	ANALISI STRUTTURALE	25
10.1	STRUMENTI SOFTWARE	25
10.2	MODELLAZIONE DELLA PLATEA DI FONDAZIONE.....	26
11	VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE.....	27

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
3 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

11.1	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	27
11.1.1	CAPACITÀ PORTANTE.....	27
11.1.2	CEDIMENTI.....	34
12	VERIFICHE PLINTO ANTENNA	39
12.1	SOLLECITAZIONI.....	39
12.2	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	40
12.2.1	CAPACITA' PORTANTE.....	40
12.2.2	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	46
12.2.3	VERIFICA A RIBALTAMENTO	47
12.2.4	CEDIMENTI.....	48

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag 4 di 56	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBFA1600001A	B

1 ELABORATI DI RIFERIMENTO

CODICE	TITOLO
IN1712EI2EEFA1600001A	ELENCO ELABORATI
IN1712EI2RGFA1600001A	RELAZIONE GENERALE DI CONFRONTO PD-PE
IN1712EI2RHFA1600001A	RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA
IN1712EI2RBFA1600001A	RELAZIONE GEOTECNICA
IN1712EI2RHFA1600002A	RELAZIONE ILLUSTRATIVA DEI MATERIALI
IN1712EI2CLFA1600001A	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE
IN1712EI2RHFA1600003A	RELAZIONE SISMICA
IN1712EI2CMFA1600001A	COMPUTO METRICO
IN1712EI2CEFA1600001A	COMPUTO METRICO ESTIMATIVO
IN1712EI2RHFA1600004A	ELENCO PREZZI UNITARI
IN1712EI2APFA1600001A	ANALISI NUOVI PREZZI
IN1712EI2RHFA1600005A	PIANO DI MANUTENZIONE
IN1712EI2PZFA1600001A	PLANIMETRIE E SEZIONI TRASVERSALI
IN1712EI2BZFA1600001A	ARMATURE PLATEA E PLINTO

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
5 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

2 PREMESSA

La presente relazione è relativa al progetto esecutivo delle opere strutturali dei fabbricati FA16. In particolare, il presente documento, tratta delle opere di fondazione a sostegno di Shelter e Antenne lungo linea e all'imbarco galleria, da realizzare nella tratta Verona - Padova, sub-tratta Verona – Vicenza, nell'ambito della progettazione esecutiva della linea AV/AC Torino-Venezia. La relazione illustra le valutazioni di natura geotecnica necessarie ai fini del dimensionamento delle opere in fondazione.

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le opere strutturali oggetto del presente elaborato sono caratterizzate essenzialmente da opere fondazionali di tre diverse tipologie:

1. Platea shelter di spessore pari ad 1m, senza area di sostegno del traliccio antenna;
2. Platea shelter di spessore pari ad 1m, con area di sostegno del traliccio antenna;
3. Plinto del traliccio antenna, qualora quest'ultimo sia disaccoppiato dallo shelter.

Per quanto riguarda la prima tipologia, la platea presenta dimensioni 3.70x7.20m. Lo spessore da 1m non è uniforme, ma presenta dei ribassamenti ove necessario per l'alloggiamento di cavidotti e dotazioni impiantistiche. Per quanto concerne, invece, la seconda tipologia, la platea presenta la medesima larghezza, con una lunghezza di 9.20m. Anche in questo caso lo spessore non è uniforme, ma sono presenti dei ribassamenti di spessore pari ad 80cm ai fini delle dotazioni impiantistiche. Nell'ultimo caso, quello del plinto di fondazione per il traliccio metallico delle antenne, la fondazione presenta dimensioni 4.80x4.80x1.50m, con un batolo di dimensioni 1.50x1.50x1.00m. Il pianto di posa è collocato a 2.50m di profondità dal piano campagna. Si riportano, di seguito, piante e sezioni delle casistiche sopra descritte:

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
Pag 6 di 56		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBFA160001A	B

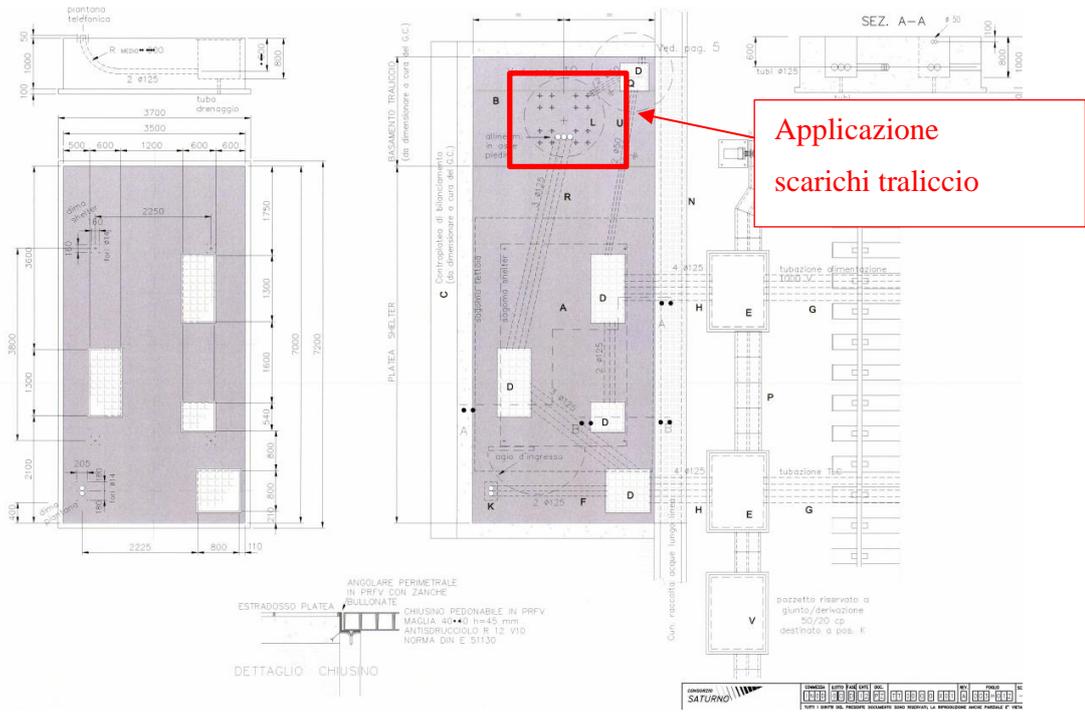


Figura 1 - Geometria delle platee di fondazione

Il plinto di fondazione si presenta come segue:

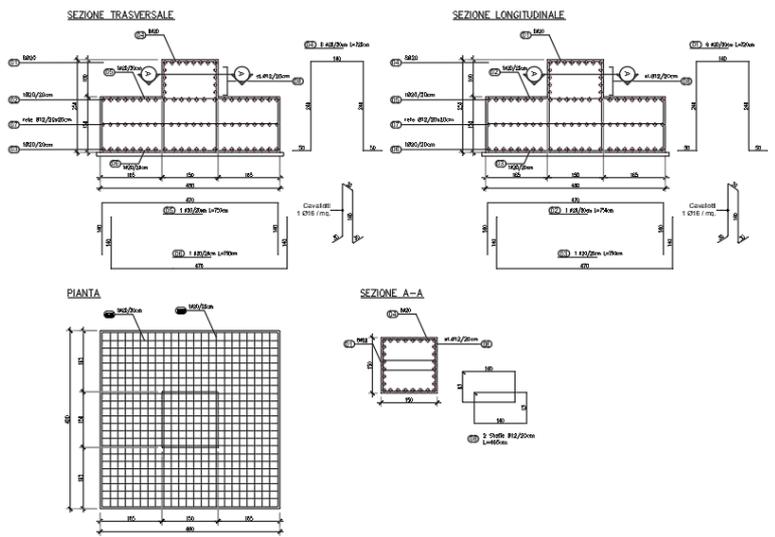


Figura 2 - Geometria plinto traliccio

Per ciò che concerne il dimensionamento strutturale della platea di fondazione, viene eseguito per il caso maggiormente gravoso, ovvero quello con l'alloggiamento del traliccio-antenna.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
7 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

Lungo il tracciato, le suddette opere sono collocate come segue:

SITO	PROGRESSIVE	POSIZIONE SITI	TIPOLOGIA
SITO 3	4+935,00 circa	In piazzale sicurezza in prossimità imbocco galleria. Binario pari.	TIPO E
SITO 4	6+865,00 circa	In piazzale sicurezza in prossimità imbocco galleria. Binario pari.	TIPO E
SITO 5	10+875,00	BINARIO DISPARI	TIPO A
SITO 6	15+150,00	BINARIO DISPARI	TIPO A
SITO 7	19+128,00	BTS in PT San Bonifacio solo traliccio. Binario pari	TIPO D
SITO 8	23+700,00	BINARIO DISPARI	TIPO A
SITO 9	27+785,00	Zona Lonigo	TIPO B
SITO 10	32+300,00	PC Montebello Vicentino.	TIPO D
SITO 11	36+350,00	Binario pari, spostato dal km 3+200 per copertura galleria A4	TIPO B
SITO 12	40+150,00	BINARIO PARI	TIPO B
SITO 13	43+925,00	BINARIO DISPARI	TIPO C
SITO 14	46+765,00	Nuova Posizione in assenza Galleria Vicenza AV	TIPO A
SITO 15	48+120,00	Posizione in assenza Galleria Vicenza	TIPO A
SITO 16	49+748,00	in prossimità imbocco galleria esistente	TIPO A
SITO 1 INTERNO PADOVA	51+515,00	BINARIO DISPARI	TIPO C
SITO 2 INTERNO PADOVA	204+250,00 LS	PK Vicenza – Padova. Binario pari.	TIPO C

Figura 3 - Posizionamento delle opere strutturali oggetto del presente elaborato

4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento, le analisi e le verifiche delle strutture sono stati condotti in accordo con le seguenti disposizioni normative:

- Legge n° 1086 del 05/11/1971
“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge n° 64 del 02/2/1974
“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- Ordinanza del 20/3/2003 n. 3274 e s.m.i.
“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- D.C.R. Regione Veneto 03/12/2003 n. 67
Allegato 1 – Elenco dei comuni classificati in zona sismica.
- Decreto Ministeriale 14/1/2008

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
8 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

“Norme tecniche per le costruzioni”

- Circolare 02/2/2009, n°617
“Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14/1/2008”
- Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo
UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI – EN 206-1: 2206
Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- UNI 11104: 2004
Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1.
- Testo coordinato dell’allegato I del DM 3 agosto 2015 “Codice di prevenzione incendi”
aggiornamento 19 novembre 2020

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
9 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

5 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO DELL'OPERA

Con riferimento alla destinazione d'uso e alle conseguenze di un'eventuale interruzione di operatività o collasso del fabbricato, sono stati definiti i parametri di base della progettazione strutturale, con particolare riguardo all'azione sismica (punto 2.4 NTC08):

- vita nominale $V_N = 100$ anni;
- classe d'uso III, con coefficiente d'uso $C_U = 1.5$;
- periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 150$ anni.

6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture sono:

- Conglomerato cementizio magro per getti di sottofondo e livellamento: C 12/15
- Conglomerato cementizio per fondazioni: C 25/30
- Conglomerato cementizio pilastri: C 32/40
- Conglomerato cementizio per travi, catene, monaco e solai: C 28/35
- Conglomerato cementizio per cornicione: C 32/40
- Armatura per calcestruzzo armato: B450 C

6.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE TEORICHE

Nel seguito si riportano le principali caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati:

CALCESTRUZZO CLASSE C12/15

Classe normata:	12/15
Classe di Resistenza Cubica:	$R_{ck} = 15$ MPa
Resistenza a Compressione Cilindrica Caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 12.45$ MPa
Resistenza a Compressione Cilindrica Media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 12.45$ MPa
Resistenza a Trazione media:	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 1.61$ MPa
Resistenza a Trazione Caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm} = 1.13$ MPa
Resistenza a Trazione apertura delle fessure:	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 1.34$ MPa
Modulo elastico:	$E_c = 27267$ MPa

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag 10 di 56	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBFA1600001A	B

Coeff. Sicurezza Materiali:	$\gamma_M = 1.5$
Coeff. Riduttivo carichi lunga durata:	$\alpha_c = 0.85$
Resistenza a compressione di progetto:	$f_{cd} = \alpha_c \times f_{ck} / \gamma_M = 7.06 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione di progetto:	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_M = 0.75 \text{ MPa}$
Tensione massima compressione comb. rara:	$\sigma_c = 0.60 \times f_{ck} = 7.47 \text{ MPa}$
Tensione massima compressione comb. quasi permanente:	$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 5.60 \text{ MPa}$

CALCESTRUZZO CLASSE C25/30

Classe normata:	25/30
Classe di Resistenza Cubica:	$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Resistenza a Compressione Cilindrica Caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.9 \text{ MPa}$
Resistenza a Compressione Cilindrica Media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.9 \text{ MPa}$
Resistenza a Trazione media:	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$
Resistenza a Trazione Caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm} = 1.79 \text{ MPa}$
Resistenza a Trazione apertura delle fessure:	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 1.49 \text{ MPa}$
Modulo elastico:	$E_c = 31400 \text{ MPa}$
Coeff. Sicurezza Materiali:	$\gamma_M = 1.5$
Coeff. Riduttivo carichi lunga durata:	$\alpha_c = 0.85$
Resistenza a compressione di progetto:	$f_{cd} = \alpha_c \times f_{ck} / \gamma_M = 14.11 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione di progetto:	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_M = 1.19 \text{ MPa}$
Tensione massima compressione comb. rara:	$\sigma_c = 0.60 \times f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$
Tensione massima compressione comb. quasi permanente:	$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 11.21 \text{ MPa}$

6.2 DURABILITA'

Per un maggior dettaglio circa le caratteristiche e le proprietà dei materiali impiegati, si rimanda alla Relazione Illustrativa dei Materiali a corredo della presente relazione.

Di seguito si riportano alcune considerazioni esplicative in merito al criterio di scelta, operata sulla base dei requisiti di resistenza e durabilità delle strutture.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag 11 di 56	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBFA1600001A	B

Per il magrone non ci sono particolari esigenze di resistenza e durabilità.

Per le fondazioni è adottata la classe di resistenza C 25/30, che soddisfa in pari misura sia le esigenze statiche che di durabilità. Essendo interrata e a contatto con l'acqua assorbita dal terreno circostante per lunghi periodi di tempo, le fondazioni sono esposte al rischio di corrosione delle armature per carbonatazione del calcestruzzo, con classe di esposizione XC2.

Per le strutture di fondazione in condizioni ambientali ordinarie (XC2: fondazioni) è indicato il copriferro netto di 50 mm sulla barra più esterna, che risulta maggiorato di 20 mm rispetto a quello minimo di normativa (25 mm: $C_{min} = C25/30$, ambiente ordinario, elementi monodimensionali) in relazione alla vita nominale di 100 anni richiesta per l'opera e di ulteriori 5 mm per le tolleranze di posa; queste sono da ritenersi minime per costruzioni sottoposte a controllo di qualità in cantiere tra le quali verosimilmente rientra anche l'intervento in esame.

In ogni caso il copriferro adottato garantisce la protezione delle armature, peraltro di piccolo/medio diametro e quindi ben avvolte dal calcestruzzo, e di allungare il tempo impiegato dalle sostanze potenzialmente aggressive a raggiungerle, favorendo così la durabilità dell'opera. Si prescrive anche il diametro massimo degli inerti di 25 mm per le fondazioni e la classe di consistenza S4. Quest'ultima è ritenuta la più idonea a garantire la lavorabilità necessaria affinché il calcestruzzo possa sviluppare la resistenza prevista anche attraverso un'efficace compattazione, operazione che in quest'opera risulta agevolata essendo i getti frazionati in modesti volumi, eseguiti all'interno di elementi mediamente armati e in spessori generalmente contenuti ma non troppo sottili.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
12 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

7 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SCELTA DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Come riportato nella Relazione Geologica [1] e nella Relazione Geotecnica [3], nel tratto in esame da piano campagna e per profondità variabili fra 5 e 12 m sono presenti terreni costituiti da ghiaia; al di sotto di tale livello, per uno spessore generalmente variabile fra 6 e 8 m, sono presenti terreni generalmente teneri, costituiti da limi argillosi. Al di sotto di tale livello sono presenti ghiaie con sabbia. In particolare, secondo quanto riportato nel profilo geotecnico [4], l'area in oggetto è costituita da ghiaia grossolana con sabbia e con presenza di ciottoli alternata a strati limosi più in profondità.

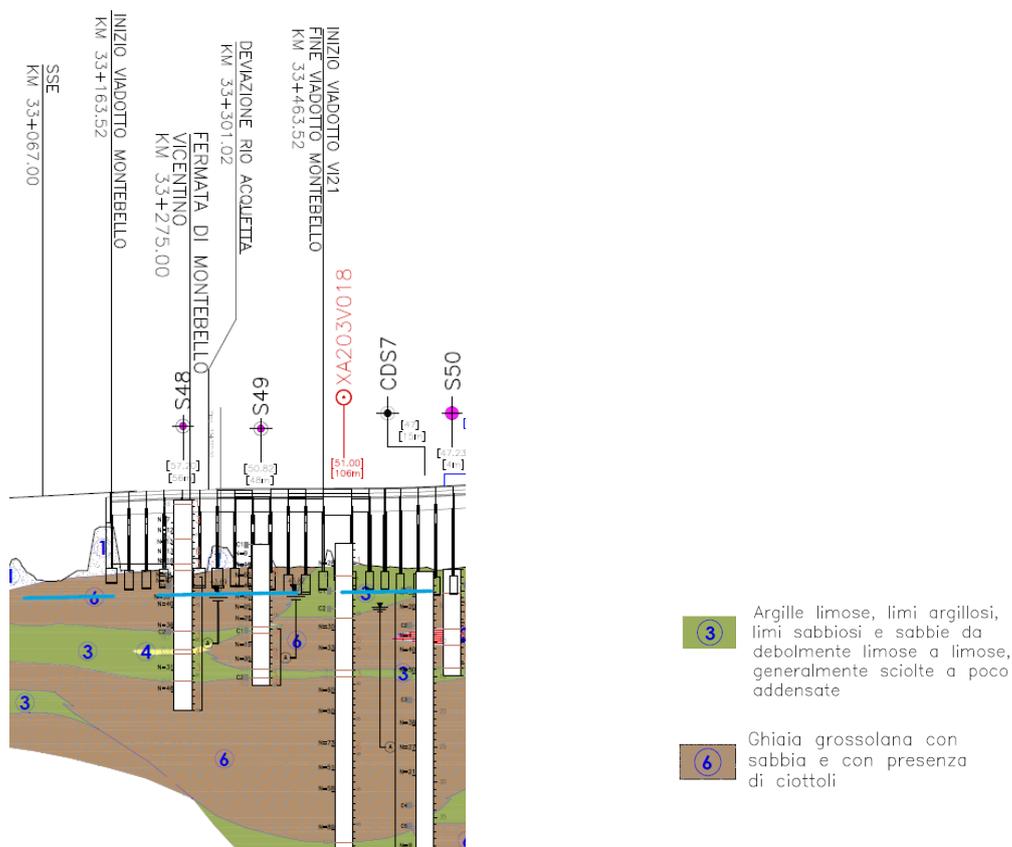
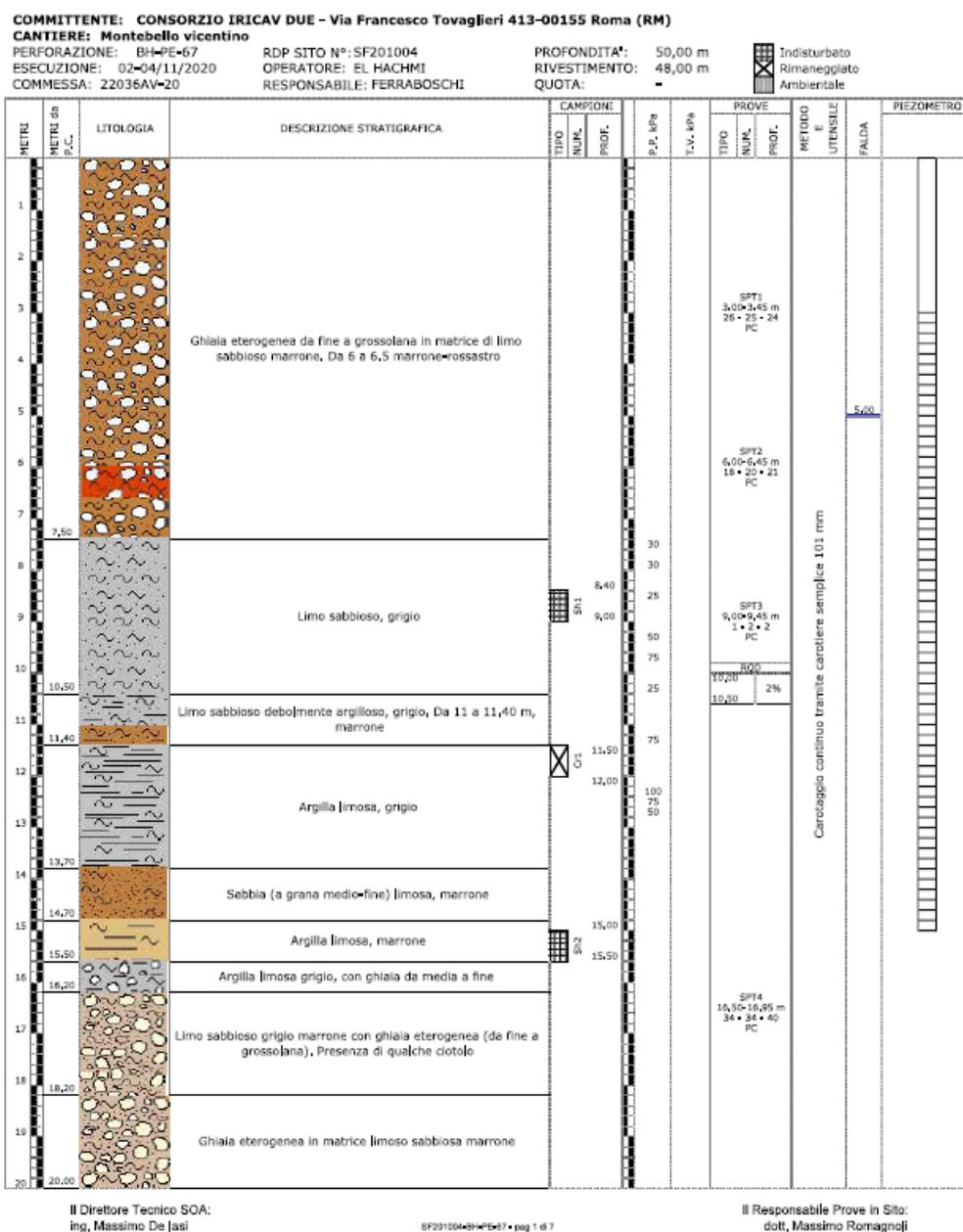


Figura 4 - Profilo geotecnico di interesse

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag 13 di 56	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBFA160001A	B

Secondo quanto riportato nella Relazione Idrogeologica, “la falda manifesta una quota piezometrica compresa tra circa 38 e 41 m s.l.m. e una soggiacenza di circa 4÷9 m da p.c.”.

Il sondaggio eseguito in corrispondenza del sito in esame ha condotto ai seguenti risultati:



La stratigrafia di progetto, presa nel caso più conservativo, risulta dunque la seguente:

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
14 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

UG	DESCRIZIONE	da	a	spessore	γ	φ	c'k	Cuk	E
		[m]	[m]	[m]	kN/m ³	[°]	kPa	kPa	kPa
1	Ghiaia Eterogenea	0	7.5	7.5	19	36	0	0	20000
2	Limo sabbioso e argille limose	7.5	16	8.5	18	26	7.9	0	10000
3	Limo argilloso e ghiaia eterogenea	16	30	14	18	26	0	0	15000

Figura 5 - Stratigrafia di riferimento

Si sottolinea come sia stata considerata, a favore di sicurezza, la stratigrafia maggiormente gravosa.

8 ANALISI DELLE AZIONI

Per quanto concerne le azioni trasmesse in fondazione dalle sovrastrutture di traliccio e shelter, si fa riferimento alla documentazione fornita da Consorzio Saturno e allegata al Progetto Definitivo delle opere (documento IN0D 00 D I2 PZ TT 00 0 0 X 01 A)

In particolare, per le azioni derivanti dallo shelter, si fa riferimento alla seguente tabella (foglio 005 di 12 del suddetto documento):

DATI PER DIMENSIONAMENTO PIAZZOLA	
Carichi alla base della piantana di sezionamento	
- Peso struttura	N = 50 daN
- Taglio	T = 400 daN
- Momento flettente	M = 665 daNm
Carichi alla base dello shelter terra treno	
(9) - Peso struttura (concentrato su 4 piedi)	N = 7000 daN
- Taglio	T = 2000 daN
- Momento flettente (per 2 piedi)	M = 3300 daNm

(9) Peso completo di apparecchiature

Figura 6 - Azioni da Shelter e piantana di sezionamento

Per ciò che concerne il traliccio, si fa invece riferimento ai seguenti valori (cautelativamente si considera il caso del traliccio alto 30m – foglio 009 di 12 del suddetto documento):

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
15 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

DATI PER DIMENSIONAMENTO FONDAZIONE TRALICCIO

	Struttura + GH	Antenne + GH	TOTALE con GH	
Taglio	47942	11567	59510	(N)
Momento	686513	308696	995209	(Nm)
Peso	51265	3430	54695	(N)

Figura 7 - Azioni da traliccio H=30m

Altre azioni considerate sono riportate di seguito.

8.1 AZIONI STATICHE

8.1.1 PESI PROPRI STRUTTURALI (G_1)

I seguenti pesi specifici e carichi sono stati considerati per la valutazione del carico permanente strutturale:

- Calcestruzzo armato 25.00 kN/m³

8.2 AZIONE SISMICA (E)

8.2.1 PARAMETRI DI BASE

I parametri per la definizione dell'azione sismica per l'edificio in oggetto sono i seguenti:

- Vita nominale $V_N = 100$ anni;
- Classe d'uso III, con coefficiente d'uso $C_U = 1.5$;
- Periodo di riferimento: $V_R = V_N \times C_U = 150$ anni.

Utilizzando gli spettri di normativa, sono stati ricavati i parametri sismici per le verifiche dell'opera nei diversi stati limite; ossia accelerazione orizzontale massima riferita al suolo rigido " a_g "; fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale " F_0 "; periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale " T_c^* ".

L'azione sismica così individuata viene corretta per tener conto delle effettive condizioni locali, stratigrafiche e topografiche, attraverso i coefficienti correttivi che amplificano l'accelerazione riferita al suolo rigido determinando l'accelerazione di progetto

8.2.2 SPETTRI ELASTICI

Gli stati limite adottati per la verifica sismica sono:

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
16 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

- SLV (stato limite di salvaguardia della vita), per le verifiche delle strutture nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU);
- SLD (stato limite di danno), per le verifiche delle strutture agli stati limite di esercizio (SLE) in termini di resistenza;
- SLO (stato limite di operatività), per le verifiche delle strutture agli stati limite di esercizio (SLE) in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali (e degli impianti in termini di mantenimento della funzionalità secondo quanto specificato al punto 7.3.7.3 NTC08);

a ciascuno dei quali è associata una probabilità (crescente) di superamento dell'evento nel periodo di riferimento P_{VR} . Nelle figure alle pagine seguenti si riportano i corrispondenti spettri elastici.

La risposta alle azioni sismiche viene calcolata separatamente per due componenti orizzontali tra loro ortogonali mentre la componente verticale non viene considerata in quanto la costruzione sorge in Zona 3 (prg. 3.2.3.1 e 7.2.1 NTC08).

9 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto, definita in precedenza. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici delle suddette norme, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag 17 di 56	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBFA1600001A	B

- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- sicurezza antincendio: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- durabilità: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- robustezza: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Le opere strutturali devono essere verificate:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese;
- c) quando necessario, nei confronti degli effetti derivanti dalle azioni termiche connesse con lo sviluppo di un incendio.

Nel seguito sono riportati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello.

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5 % della distribuzione statistica della

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
18 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

grandezza, attraverso l'espressione: $X_d = X_k/\gamma_M$, essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione: $F_d = \gamma_F F_k$ essendo γ_F il fattore parziale relativo alle azioni. Nel caso di concomitanza di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\psi_0 F_k$, ove $\psi_0 \leq 1$ è un opportuno coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

Per grandezze caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0.10, oppure per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare i valori nominali, coincidenti con i valori medi.

Per la sicurezza delle opere e dei sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2 delle NTC08. La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

Il metodo di calcolo utilizzato per il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali è il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite, per cui le combinazioni di carico utilizzate per la determinazione dei Parametri delle Sollecitazioni e le deformazioni sono le seguenti:

- Stati Limite Ultimi (Combinazione Statiche):

$$\gamma_{G1} G_{K1} + \gamma_{G2} G_{K2} + \gamma_Q \left[Q_{1K} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} Q_{ki}) \right]$$

dove:

G_1 Peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno dell'acqua, quando pertinenti al loro valore caratteristico

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
19 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

- G_2 Peso propri degli elementi non strutturali al loro valore caratteristico
 Q_k Azioni Variabili al loro valore caratteristico
 γ_{G1} Coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno dell'acqua, quando pertinenti
 g_{G2} Coefficiente parziale del peso propri degli elementi non strutturali
 γ_Q Coefficiente parziale delle azioni variabili
 ψ_{0i} Coefficiente di combinazione

		γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali G_2	Favorevoli	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
EQU	stato limite di equilibrio come corpo rigido				
STR	stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione				
GEO	stato limite di resistenza del terreno				

Tabella 1 Coefficienti parziali impiegati

Gli stati limite STR e GEO prevedono il raggiungimento della resistenza delle strutture o del terreno, rispettivamente. Nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi, per le opere di fondazione e di sostegno delle terre, viene utilizzato l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3), secondo quanto riportato nel cap.6 delle NTC 08, dove la combinazione (A1+M1+R3) è dimensionante sia per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo strutturale, STR, e sia per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico, GEO.

		COEFFICIENTE PARZIALE	CASO
--	--	-----------------------	------

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
20 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

PARAMETRI TERRENO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	g _M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso di volume	γ	γ	1.00	1.00

Tabella 2 Coefficienti parziali impiegati per i parametri del terreno

A1 e A2 sono i coefficienti parziali da applicare alle azioni;

M1 e M2 sono i coefficienti parziali da applicare ai parametri del terreno.

- Stati Limite Ultimi (Combinazione Dinamiche):

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

dove:

E Azione Sismica per lo stato limite in esame

G₁ Peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno dell'acqua, quando pertinenti al loro valore caratteristico

G₂ Peso propri degli elementi non strutturali al loro valore caratteristico

Q_k Azioni Variabili al loro valore caratteristico

ψ_{2i} Coefficiente di combinazione

L'azione sismica viene determinata prendendo in considerazione le masse strutturali determinate secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
21 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

La risposta a ciascuna componente, in accordo con il punto 7.3.5 delle NTC08, è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1.00*E_x + 0.30*E_y + 0.30*E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

- Stati Limite Ultimi (Combinazione Eccezionali: incendi, esplosioni, urti):

$$G_1 + G_2 + A_d + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

- Stati Limite Esercizio (Combinazione Statiche):

- Combinazione Rara

$$G_1 + G_2 + Q_{K1} + \sum_i (\psi_{0i} Q_{ki})$$

- Combinazione Frequente

$$G_1 + G_2 + \psi_{1K} Q_{K1} + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

- Combinazione Quasi Permanente

$$G_1 + G_2 + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

Valori dei coefficienti di combinazione			
Categoria/Azione variabile	ϕ_j	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	.7	0.7	0.6

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
22 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	.7	0.5	0.3
Categorie H Coperture	.0	0.0	0.0
Vento	.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 s.l.m.)	.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 s.l.m.)	.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	.6	0.5	0.0

Tabella 3 Coefficienti di combinazione dei carichi variabili

Le suddette combinazioni serviranno per verificare le tensioni di esercizio dei materiali, la deformabilità della struttura nonché la fessurazione nel caso di elementi in c.a. In particolar modo, le condizioni di cui tener conto nel caso di elementi in c.a. sono le seguenti:

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4 Parametri per lo stato limite di fessurazione

Dove si definiscono, in base a quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.4.1, le seguenti grandezze:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

9.1 APPROCCIO DI VERIFICA

Le verifiche geotecniche vengono eseguite in conformità alle indicazioni riportate ai capitoli 6 e 7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni. La verifica statica fa riferimento al § 6.4.3 delle NTC08:

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
23 di 56	IN17	12	EI2RBFA160001A	B

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

$$(A1+M1+R3)$$

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

I coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici del terreno sono forniti dalla tabella 6.2.II delle NTC, mentre i coefficienti di amplificazione delle azioni dalla tabella 6.2.I delle stesse norme:

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{G3}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
24 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_d	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_m	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 5 - Coefficienti parziali per azioni e materiali

Per quanto, concerne, invece, i coefficienti parziali da applicare alla resistente γ_R , si fa riferimento alle indicazioni riportate nella tabella 6.4.I delle NTC08:

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6 - Coefficienti parziali sulle resistenze

I requisiti strutturali degli elementi di fondazione nei confronti dell'azione sismica sono definiti al §7.2.5 delle NTC08. Se ne riporta uno stralcio:

7.2.5 REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le travi di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2 %, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

Le modalità di verifica sono definite al §7.11.5.3.1 delle NTC08.

9.2 COMBINAZIONI DI PROGETTO

Le azioni vengono combinate secondo quanto prescritto dal documento sopra citato fornito da Consorzio Saturno:

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag 25 di 56	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBFA1600001A	B

Per il calcolo dello stato limite ultimo STR da utilizzarsi per il calcolo dello stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione occorre assumere :

$$\begin{aligned} \gamma_R &= 1,30 \quad (1,0 \text{ se il contributo aumenta la sicurezza}) \\ \gamma_Q &= 1,50 \quad (0,0 \text{ se il contributo aumenta la sicurezza}) \\ \psi &= 0,60 \end{aligned}$$

Per il calcolo allo stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido EQU da utilizzarsi per la verifica a ribaltamento del blocco di fondazione occorre assumere :

$$\begin{aligned} \gamma_E &= 1,10 \quad (0,9 \text{ se il contributo aumenta la sicurezza}) \\ \gamma_Q &= 1,50 \quad (0,0 \text{ se il contributo aumenta la sicurezza}) \\ \psi &= 0,60 \end{aligned}$$

Per il calcolo dello stato limite di resistenza del terreno GEO da utilizzarsi per la verifica di resistenza a compressione del terreno occorre assumere :

$$\begin{aligned} \gamma_E &= 1,00 \\ \gamma_Q &= 1,30 \quad (0,0 \text{ se il contributo aumenta la sicurezza}) \\ \psi &= 0,60 \end{aligned}$$

10 ANALISI STRUTTURALE

10.1 STRUMENTI SOFTWARE

Per la modellazione delle opere di fondazione è stato impiegato il software FEM Midas GEN, di Midas Information Technology:



Figura 8 Versione di Midas Gen impiegata nella modellazione FEM del fabbricato in oggetto.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
26 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

10.2 MODELLAZIONE DELLA PLATEA DI FONDAZIONE

Per l'analisi delle sollecitazioni indotte sulla platea da shelter e traliccio antenna è stato sviluppato un modello di calcolo 3D agli elementi finiti, per rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza.

La rigidezza degli elementi strutturali è stata rappresentata con modelli lineari. Le azioni derivanti dalla sovrastruttura sono modellate mediante forze nodali, applicate nei punti corrispondenti.

Per l'analisi elastica globale i materiali costituenti la struttura sono considerati elastici, omogenei ed isotropi e con comportamento lineare.

Il terreno di sottofondo è stato modellato come letto di molle alla Winkler, attribuendo un opportuno valore alla costante elastica delle molle che rappresentano il terreno ($k=10000\text{kN/m}^3$). Gli elementi caratterizzanti la platea sono elementi tipo *plate*, avente spessore ridotto in corrispondenza degli abbassamenti per l'alloggiamento dei pozzetti.

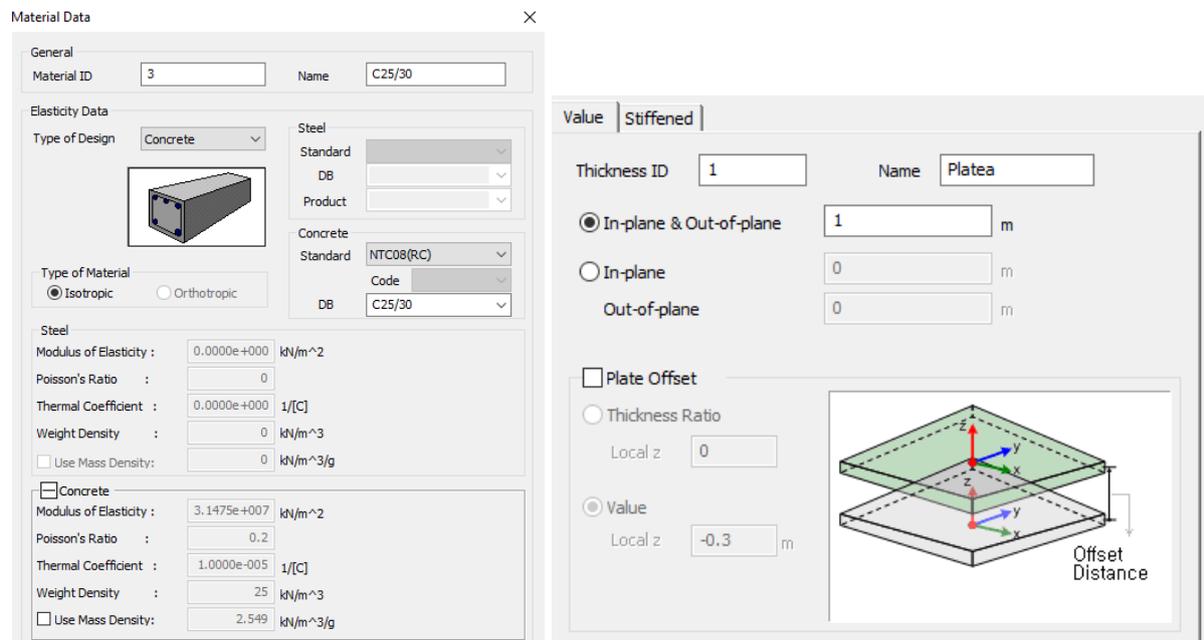


Figura 9 - Definizione di materiale e geometria

Si riporta di seguito un'immagine dei modelli FEM delle strutture.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
27 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

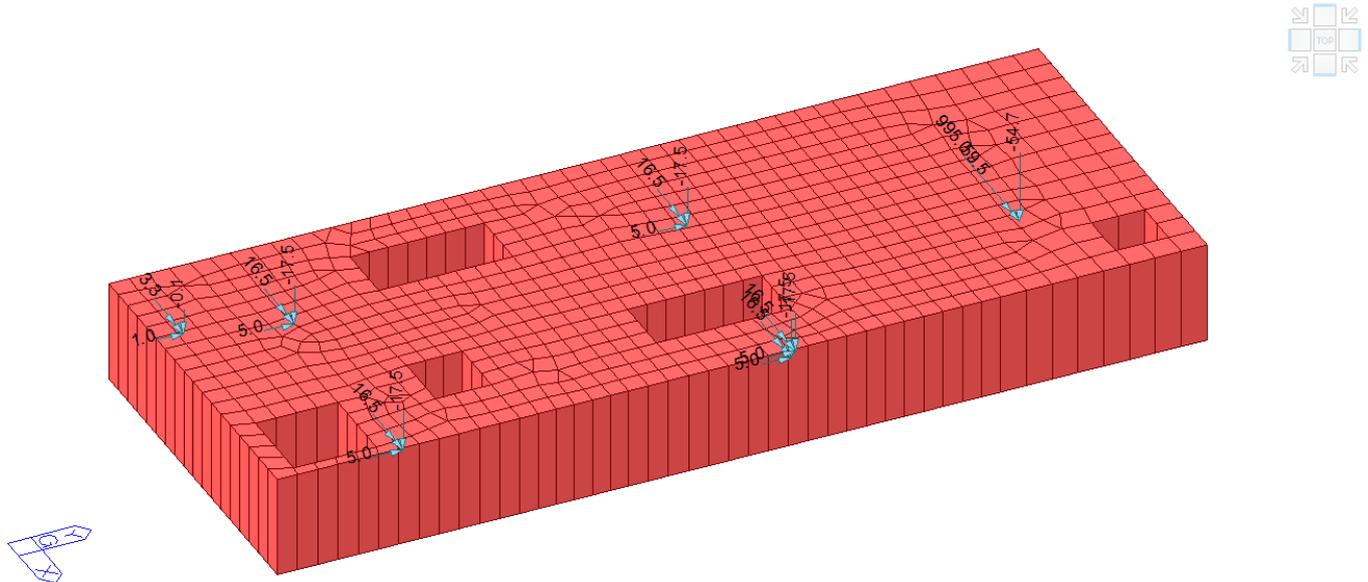


Figura 10 Modello FEM Midas della platea

Per ciò che concerne il plinto, non è stato sviluppato un modello di calcolo, ma sono state utilizzate le classiche formulazioni della scienza delle costruzioni e della geotecnica per determinarne i parametri di sollecitazione

11 VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE

Il presente capitolo è dedicato alle verifiche geotecniche sulla platea di fondazione. In particolare, si riportano le seguenti tipologie:

- Verifiche SLU: capacità portante
- Verifiche SLE: cedimenti.

11.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

11.1.1 CAPACITÀ PORTANTE

La verifica a capacità portante viene svolta con approccio 2, in combinazione A1+M1+R3. Essa viene eseguita, vista la natura dei terreni, sia in condizioni drenate che non drenate, in modo tale da simulare la situazione a breve e lungo termine.

Le pressioni, in combinazione SLU, sul terreno di fondazione, sono le seguenti:

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
28 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

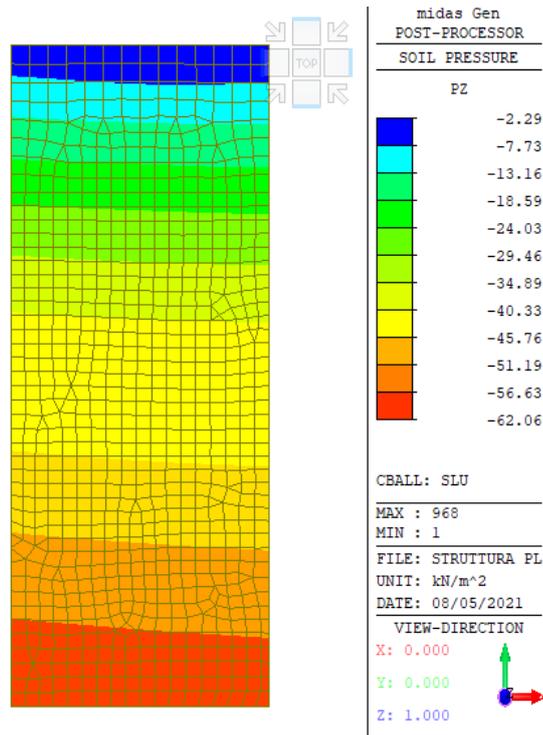


Figura 11 - Pressioni SLU sul terreno

La pressione massima agente è pari a 62 kPa.

Si esegue la verifica a breve termine, in tensioni totali:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
29 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

$$\begin{aligned}
B &= 1.00 \quad (\text{m}) \\
L &= 1.00 \quad (\text{m}) \\
D &= 1.20 \quad (\text{m})
\end{aligned}$$

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}
\gamma_1 &= 18.00 \quad (\text{kN/mc}) \\
\gamma &= 18.00 \quad (\text{kN/mc})
\end{aligned}$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 30.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 30.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 21.60 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.20$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) =$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) =$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.50$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
30 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u^* N_c))$$

$$i_c = 1.00$$

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.35$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 271.48 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Si ottiene una pressione limite pari a 271 kPa. Il coefficiente di sicurezza è dunque pari a $271/62 = 4.37 > 2.3$. La verifica a breve termine risulta dunque soddisfatta.

Si riporta la verifica a lungo termine, in tensioni efficaci:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^* N_c^* s_c^* d_c^* i_c^* b_c^* g_c + q^* N_q^* s_q^* d_q^* i_q^* b_q^* g_q + 0,5^* \gamma^* B^* N_\gamma^* s_\gamma^* d_\gamma^* i_\gamma^* b_\gamma^* g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
31 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

B	=	1.00	(m)
L	=	1.00	(m)
D	=	1.00	(m)

Peso unità di volume del terreno

γ_1	=	18.00	(kN/mc)
γ	=	18.00	(kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c'	=	0.00	(kN/mq)
ϕ'	=	22.00	(°)

Valori di progetto

c'	=	0.00	(kN/mq)
ϕ'	=	22.00	(°)

Profondità della falda

Z_w	=	0.50	(m)
-------	---	------	-----

e_B	=	0.00	(m)
e_L	=	0.00	(m)

B^*	=	1.00	(m)
L^*	=	1.00	(m)

q : sovraccarico alla profondità D

q	=	13.00	(kN/mq)
---	---	-------	---------

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ	=	8.00	(kN/mc)
----------	---	------	---------

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi')}$$

N_q	=	7.82
-------	---	------

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi'$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
32 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

$$N_c = 16.88$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 7.13$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.46$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.40$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.60$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.50 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.50 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^m$$

$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
33 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.32$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.36$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
34 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

$$q_{lim} = 204.98 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Si ottiene una pressione limite pari a 205 kPa. Il coefficiente di sicurezza è dunque pari a $205/62 = 3.3 > 2.3$. La verifica risulta dunque soddisfatta anche in questo caso.

11.1.2 CEDIMENTI

La tensione sul piano di posa in combinazione SLE risulta pari a 45 kPa:

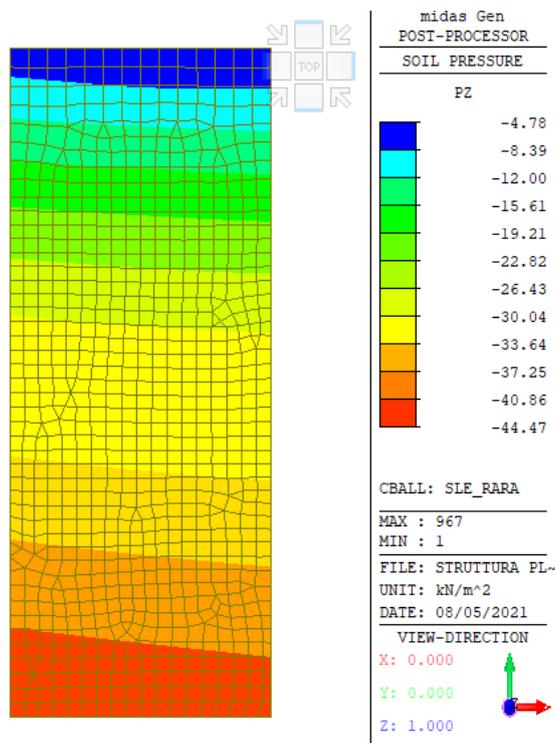


Figura 12 - Tensione sul piano di posa in combinazione SLErara

Si riporta calcolo della profondità di sviluppo del cedimento, determinata mediante la teoria di Boussinesq:

Geometria della fondazione

B 3.5 [m]
L 9 [m]

Sovraccarico sul terreno

q 45 [kN/mq]

prof. Falda

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
35 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

d 1 [m]

Prof. Piano posa

D 0 [m]

z [m]	Δz [m]	γ' [KN/m ³]	$\sigma'(z)$ [kPa]	$\Delta\sigma'(z)$	$\sigma'(z)$ somma	$0,1\sigma'(z)$	Valuto
0	0	18	0	45.000	45.000	4.500	CEDIMENTO
0.1	0.1	18	1.8	43.269	45.069	4.507	CEDIMENTO
0.2	0.1	18	3.6	41.642	45.242	4.524	CEDIMENTO
0.3	0.1	18	5.4	40.110	45.510	4.551	CEDIMENTO
0.4	0.1	18	7.2	38.666	45.866	4.587	CEDIMENTO
0.5	0.1	18	9	37.303	46.303	4.630	CEDIMENTO
0.6	0.1	18	10.8	36.014	46.814	4.681	CEDIMENTO
0.7	0.1	18	12.6	34.794	47.394	4.739	CEDIMENTO
0.8	0.1	18	14.4	33.638	48.038	4.804	CEDIMENTO
0.9	0.1	18	16.2	32.541	48.741	4.874	CEDIMENTO
1	0.1	9	17.1	31.500	48.600	4.860	CEDIMENTO
1.1	0.1	9	18	30.510	48.510	4.851	CEDIMENTO
1.2	0.1	9	18.9	29.568	48.468	4.847	CEDIMENTO
1.3	0.1	9	19.8	28.671	48.471	4.847	CEDIMENTO
1.4	0.1	9	20.7	27.816	48.516	4.852	CEDIMENTO
1.5	0.1	9	21.6	27.000	48.600	4.860	CEDIMENTO
1.6	0.1	9	22.5	26.221	48.721	4.872	CEDIMENTO
1.7	0.1	9	23.4	25.476	48.876	4.888	CEDIMENTO
1.8	0.1	9	24.3	24.764	49.064	4.906	CEDIMENTO
1.9	0.1	9	25.2	24.083	49.283	4.928	CEDIMENTO
2	0.1	9	26.1	23.430	49.530	4.953	CEDIMENTO
2.1	0.1	9	27	22.804	49.804	4.980	CEDIMENTO
2.2	0.1	9	27.9	22.204	50.104	5.010	CEDIMENTO
2.3	0.1	9	28.8	21.628	50.428	5.043	CEDIMENTO
2.4	0.1	9	29.7	21.075	50.775	5.077	CEDIMENTO
2.5	0.1	9	30.6	20.543	51.143	5.114	CEDIMENTO
2.6	0.1	9	31.5	20.033	51.533	5.153	CEDIMENTO
2.7	0.1	9	32.4	19.541	51.941	5.194	CEDIMENTO
2.8	0.1	9	33.3	19.068	52.368	5.237	CEDIMENTO
2.9	0.1	9	34.2	18.612	52.812	5.281	CEDIMENTO
3	0.1	9	35.1	18.173	53.273	5.327	CEDIMENTO
3.1	0.1	9	36	17.750	53.750	5.375	CEDIMENTO
3.2	0.1	9	36.9	17.342	54.242	5.424	CEDIMENTO
3.3	0.1	9	37.8	16.948	54.748	5.475	CEDIMENTO
3.4	0.1	9	38.7	16.567	55.267	5.527	CEDIMENTO
3.5	0.1	9	39.6	16.200	55.800	5.580	CEDIMENTO
3.6	0.1	9	40.5	15.845	56.345	5.635	CEDIMENTO
3.7	0.1	9	41.4	15.502	56.902	5.690	CEDIMENTO

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
36 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

3.8	0.1	9	42.3	15.170	57.470	5.747	CEDIMENTO
3.9	0.1	9	43.2	14.849	58.049	5.805	CEDIMENTO
4	0.1	9	44.1	14.538	58.638	5.864	CEDIMENTO
4.1	0.1	9	45	14.238	59.238	5.924	CEDIMENTO
4.2	0.1	9	45.9	13.946	59.846	5.985	CEDIMENTO
4.3	0.1	9	46.8	13.664	60.464	6.046	CEDIMENTO
4.4	0.1	9	47.7	13.390	61.090	6.109	CEDIMENTO
4.5	0.1	9	48.6	13.125	61.725	6.173	CEDIMENTO
4.6	0.1	9	49.5	12.868	62.368	6.237	CEDIMENTO
4.7	0.1	9	50.4	12.618	63.018	6.302	CEDIMENTO
4.8	0.1	9	51.3	12.376	63.676	6.368	CEDIMENTO
4.9	0.1	9	52.2	12.140	64.340	6.434	CEDIMENTO
5	0.1	9	53.1	11.912	65.012	6.501	CEDIMENTO
5.1	0.1	9	54	11.690	65.690	6.569	CEDIMENTO
5.2	0.1	9	54.9	11.474	66.374	6.637	CEDIMENTO
5.3	0.1	9	55.8	11.264	67.064	6.706	CEDIMENTO
5.4	0.1	9	56.7	11.060	67.760	6.776	CEDIMENTO
5.5	0.1	9	57.6	10.862	68.462	6.846	CEDIMENTO
5.6	0.1	9	58.5	10.669	69.169	6.917	CEDIMENTO
5.7	0.1	9	59.4	10.481	69.881	6.988	CEDIMENTO
5.8	0.1	9	60.3	10.299	70.599	7.060	CEDIMENTO
5.9	0.1	9	61.2	10.121	71.321	7.132	CEDIMENTO
6	0.1	9	62.1	9.947	72.047	7.205	CEDIMENTO
6.1	0.1	9	63	9.779	72.779	7.278	CEDIMENTO
6.2	0.1	9	63.9	9.614	73.514	7.351	CEDIMENTO
6.3	0.1	9	64.8	9.454	74.254	7.425	CEDIMENTO
6.4	0.1	9	65.7	9.298	74.998	7.500	CEDIMENTO
6.5	0.1	9	66.6	9.145	75.745	7.575	CEDIMENTO
6.6	0.1	9	67.5	8.997	76.497	7.650	CEDIMENTO
6.7	0.1	9	68.4	8.852	77.252	7.725	CEDIMENTO
6.8	0.1	9	69.3	8.710	78.010	7.801	CEDIMENTO
6.9	0.1	9	70.2	8.572	78.772	7.877	CEDIMENTO
7	0.1	9	71.1	8.438	79.537	7.954	CEDIMENTO
7.1	0.1	9	72	8.306	80.306	8.031	CEDIMENTO
7.2	0.1	9	72.9	8.178	81.078	8.108	CEDIMENTO
7.3	0.1	9	73.8	8.052	81.852	8.185	NON CEDIMENTO
7.4	0.1	9	74.7	7.930	82.630	8.263	NON CEDIMENTO

Figura 13 - Calcolo profondità sviluppo cedimento

Si riporta andamento grafico della tabella:

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag 37 di 56	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBFA160001A	B

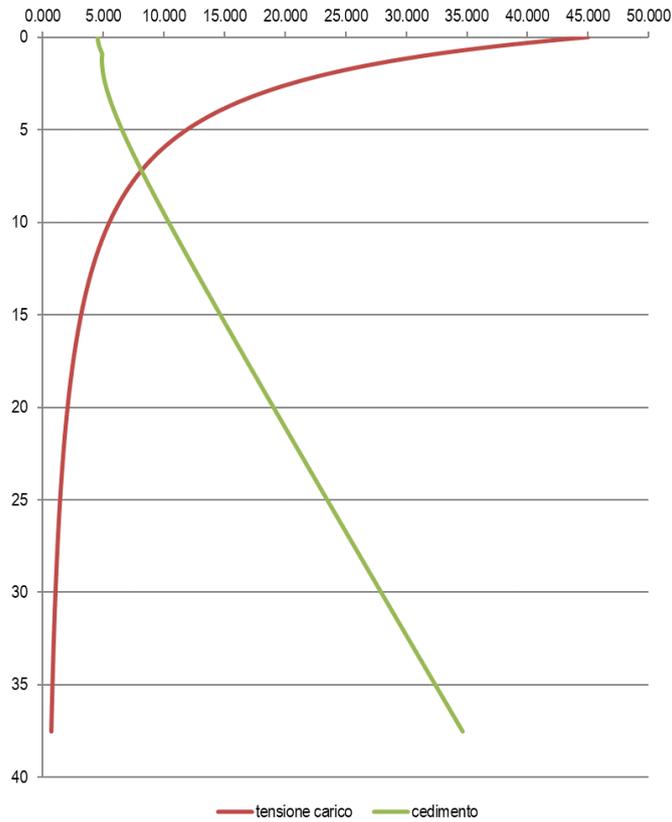


Figura 14 - Incrementi di tensione

Viene calcolato il cedimento:

Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z)/R_3(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
38 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

$$\delta_{tot} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta \sigma_{zi} - v_i (\Delta \sigma_{xi} + \Delta \sigma_{yi})) \Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 3.70 (m) (Larghezza della Fondazione)

L = 9.20 (m) (Lunghezza della Fondazione)

q = 44.00 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))

ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Limo con argilla (unità 3b)	10.00	0.0	10.0	0.2	20000	0.30	0.78
2	Sabbia Limosa (unità 4)	4.00	10.0	14.0	0.2	10000	0.25	0.15
3	Limo con argilla (unità 3b)	7.20	14.0	21.2	0.2	20000	0.30	0.06

$$\delta_{ctot} = \mathbf{0.99 \text{ (cm)}}$$

z	Δz _i	Terreno	R1	R2	R3	Δσ _{zi}	Δσ _{xi}	Δσ _{yi}	E	v	δ _i	Σδ _i
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)

0.00	0.2	1							20000	0.30		
0.20	0.2	1	4.60	1.85	4.96	42.38	40.52	39.35	20000	0.30	0.02	0.02
0.40	0.2	1	4.61	1.87	4.97	39.34	8.47	7.62	20000	0.30	0.03	0.05
0.60	0.2	1	4.63	1.92	4.98	36.79	7.01	5.66	20000	0.30	0.03	0.09
0.80	0.2	1	4.65	1.98	5.01	34.76	5.79	4.05	20000	0.30	0.03	0.12
1.00	0.2	1	4.69	2.06	5.04	33.10	4.79	2.76	20000	0.30	0.03	0.15
1.20	0.2	1	4.73	2.15	5.08	31.69	3.98	1.77	20000	0.30	0.03	0.18
1.40	0.2	1	4.78	2.26	5.13	30.39	3.32	1.02	20000	0.30	0.03	0.21
1.60	0.2	1	4.84	2.38	5.18	29.15	2.77	0.47	20000	0.30	0.03	0.24
1.80	0.2	1	4.90	2.51	5.24	27.94	2.32	0.06	20000	0.30	0.03	0.26
2.00	0.2	1	4.98	2.65	5.31	26.75	1.93	-0.24	20000	0.30	0.03	0.29
2.20	0.2	1	5.06	2.80	5.38	25.59	1.61	-0.45	20000	0.30	0.03	0.31
2.40	0.2	1	5.14	2.95	5.47	24.45	1.34	-0.59	20000	0.30	0.02	0.34
2.60	0.2	1	5.24	3.11	5.55	23.34	1.10	-0.69	20000	0.30	0.02	0.36
2.80	0.2	1	5.33	3.27	5.65	22.27	0.90	-0.75	20000	0.30	0.02	0.38
3.00	0.2	1	5.44	3.44	5.74	21.25	0.73	-0.79	20000	0.30	0.02	0.41
3.20	0.2	1	5.55	3.61	5.85	20.26	0.59	-0.81	20000	0.30	0.02	0.43
3.40	0.2	1	5.66	3.78	5.96	19.32	0.46	-0.81	20000	0.30	0.02	0.45

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
Pag	Progetto	Lotto	Codifica		
39 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A		B

3.60	0.2	1	5.78	3.96	6.07	18.42	0.36	-0.81	20000	0.30	0.02	0.46
3.80	0.2	1	5.90	4.14	6.19	17.57	0.26	-0.80	20000	0.30	0.02	0.48
4.00	0.2	1	6.03	4.32	6.31	16.76	0.19	-0.78	20000	0.30	0.02	0.50
4.20	0.2	1	6.16	4.50	6.43	15.99	0.12	-0.76	20000	0.30	0.02	0.51
4.40	0.2	1	6.30	4.68	6.56	15.26	0.06	-0.73	20000	0.30	0.02	0.53
4.60	0.2	1	6.44	4.87	6.70	14.57	0.02	-0.71	20000	0.30	0.01	0.54
4.80	0.2	1	6.58	5.05	6.83	13.91	-0.03	-0.68	20000	0.30	0.01	0.56
5.00	0.2	1	6.72	5.24	6.97	13.29	-0.06	-0.66	20000	0.30	0.01	0.57
5.20	0.2	1	6.87	5.43	7.11	12.70	-0.09	-0.63	20000	0.30	0.01	0.59
5.40	0.2	1	7.02	5.61	7.26	12.14	-0.11	-0.61	20000	0.30	0.01	0.60
5.60	0.2	1	7.17	5.80	7.40	11.62	-0.13	-0.59	20000	0.30	0.01	0.61
5.80	0.2	1	7.32	5.99	7.55	11.12	-0.15	-0.56	20000	0.30	0.01	0.62
6.00	0.2	1	7.48	6.18	7.71	10.65	-0.16	-0.54	20000	0.30	0.01	0.63
6.20	0.2	1	7.64	6.37	7.86	10.20	-0.17	-0.52	20000	0.30	0.01	0.64
6.40	0.2	1	7.80	6.57	8.02	9.78	-0.18	-0.50	20000	0.30	0.01	0.65
6.60	0.2	1	7.96	6.76	8.18	9.38	-0.19	-0.48	20000	0.30	0.01	0.66
6.80	0.2	1	8.13	6.95	8.34	9.00	-0.19	-0.46	20000	0.30	0.01	0.67
7.00	0.2	1	8.29	7.14	8.50	8.64	-0.20	-0.44	20000	0.30	0.01	0.68
7.20	0.2	1	8.46	7.34	8.66	8.30	-0.20	-0.42	20000	0.30	0.01	0.69

Il valore calcolato risulta ammissibile, essendo dell'ordine del centimetro.

12 VERIFICHE PLINTO ANTENNA

Il presente capitolo è dedicato alle verifiche della fondazione del traliccio, qualora essa sia caratterizzata da plinto isolato rispetto alla platea. Le verifiche che verranno descritte nel seguito sono:

- Verifiche geotecniche:
 - Verifiche SLU: capacità portante, scorrimento e ribaltamento (EQU)
 - Verifiche SLE: cedimenti.

12.1 SOLLECITAZIONI

Si riepilogano le sollecitazioni alla base del traliccio, utilizzate sia per le verifiche strutturali che geotecniche:

							SLU - GEO			SLU - STR		
	N [N]	V [N]	M [Nm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
Struttura + GH	51265.00	47942.00	686513.00	51.27	47.94	686.51	51.265	47.942	686.513	66.6445	62.3246	892.4669
Antenne + GH	3430.00	11567.00	308696.00	3.43	11.57	308.70	4.459	15.0371	401.3048	5.145	17.3505	463.044
Totale con GH	54695.00	59509.00	995209.00	54.70	59.51	995.21	55.72	62.98	1087.82	71.79	79.68	1355.51

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
40 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

12.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

12.2.1 CAPACITA' PORTANTE

La verifica a capacità portante viene svolta con approccio 2, in combinazione A1+M1+R3. Essa viene eseguita, vista la natura dei terreni, sia in condizioni drenate che non drenate, in modo tale da simulare la situazione a breve e lungo termine.

Si esegue la verifica a breve termine, in tensioni totali:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

B	=	4.50	(m)
L	=	4.50	(m)
D	=	2.50	(m)
H	=	1.50	(m)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1812.72	0.00	1812.72
M _b [kNm]	1182.29	0.00	1182.29
M _l [kNm]	0.00	0.00	0.00
T _b [kN]	62.98	0.00	62.98
T _l [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	62.98	0.00	62.98

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
41 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 18.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 40.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.65 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 40.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 3.20 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 4.50 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 45.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.14$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.58$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.42$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.58$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
42 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0.97$$

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.31$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 342.87 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 126.06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 2.72 \quad \text{OK}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo $F_s = 2.72 > 2.30$.

Si esegue la verifica a lungo termine, in tensioni efficaci:

Fondazioni Dirette

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
43 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*Nc^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N\gamma^*s\gamma^*d\gamma^*i\gamma^*b\gamma^*g\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^*e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

B	=	4.50	(m)
L	=	4.50	(m)
D	=	2.50	(m)
H	=	1.50	(m)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1812.72	0.00	1812.72
Mb [kNm]	1182.29	0.00	1182.29
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	62.98	0.00	62.98
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	62.98	0.00	62.98

Peso unità di volume del terreno

γ_1	=	18.00	(kN/mc)
γ	=	18.00	(kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c'	=	0.00	(kN/mq)
ϕ'	=	22.00	(°)

Valori di progetto

c'	=	0.00	(kN/mq)
ϕ'	=	22.00	(°)

Profondità della falda

Z_w	=	0.50	(m)
-------	---	------	-----

e_B	=	0.65	(m)
e_L	=	0.00	(m)

B^*	=	3.20	(m)
L^*	=	4.50	(m)

q : sovraccarico alla profondità D

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
44 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

$$q = 25.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 8.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 7.82$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 16.88$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 7.13$$

S_c, S_q, S_γ : fattori di forma

$$S_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$S_c = 1.33$$

$$S_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$S_q = 1.29$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$S_\gamma = 0.72$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.58 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.42 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^m$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
45 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

$$i_q = 0.95$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 0.94$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^*c' \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.91$$

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.25$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.28$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
46 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_r + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \qquad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = \qquad 1.00$$

$$g_r = g_q$$

$$g_r = \qquad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 356.27 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = \qquad 126.06 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = \qquad 2.83 \qquad \text{OK}$$

Anche in questo caso la verifica risulta soddisfatta essendo $F_s=2.83 > 2.30$.

12.2.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

Si riporta la verifica a scorrimento sia a breve che a lungo termine. In tensioni totali si ottiene:

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = \qquad 79.68 \qquad (\text{kN})$$

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = \qquad 575.20 \qquad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = \qquad 7.22$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
47 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

In tensioni efficaci, si ha:

VERIFICA A SCORRIMENTO

Hd = 79.68 (kN)

$Sd = N * \tan(\varphi') + c' B * L *$

Sd = 732.39 (kN)

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

Fscorr = 9.19

In entrambi i casi la verifica risulta soddisfatta essendo $FS > 1$.

12.2.3 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Si riporta la verifica a ribaltamento, utilizzando l'approccio EQU:

G1		
γ_{cls}	25	kN/mc
Lplinto	4.8	m
Bplinto	4.8	m
Hplinto	1.5	m
Lbatolo	1.5	m
Bbatolo	1.5	m
Hbatolo	1	m
Vplinto	34.56	mc
Vbatolo	2.25	mc
Vtotale	36.81	mc
Peso Plinto	920.25	kN
G2		
Prof. Piano posa	2.5	m
Volume terreno	20.79	mc
Peso terreno	374.22	kN
AZIONI E VERIFICHE		
M	1355	kNm
V	80	kN
Mrib	1555	kNm

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
48 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

Mstab	2706.242	kNm
FS	1.740	OK
Tasso sfrutt	57%	

La verifica risulta soddisfatta essendo $FS = 1.74 > 1.10$.

12.2.4 CEDIMENTI

Si riporta il calcolo delle pressioni in condizioni di esercizio:

	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1159.67	0.00	1159.67
Mb [kNm]	1084.47	0.00	1084.47
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	59.51	0.00	59.51
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	59.51	0.00	59.51

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 18.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 22.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 22.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 1.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.94 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 2.63 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 4.50 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 30.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 8.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
49 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

$$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * tg\varphi')}$$

$$Nq = 7.82$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan\varphi'$$

$$Nc = 16.88$$

$$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan\varphi'$$

$$N\gamma = 7.13$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B * Nq / (L * Nc)$$

$$s_c = 1.27$$

$$s_q = 1 + B * \tan\varphi' / L$$

$$s_q = 1.24$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 * B / L$$

$$s_\gamma = 0.77$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1.63$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1.37$$

$$i_q = (1 - H / (N + B * L * c' \cot\varphi'))^m$$

$$i_q = 0.92$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 0.91$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B * L * c' \cot\varphi'))^{(m+1)}$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
50 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

B

$$i_\gamma = 0.87$$

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.30$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.34$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
51 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

$$g_r = g_q$$

$$g_r = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 396.13 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B * L^*$$

$$q = 98.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Si ottiene un valore di tensioni in esercizio sul terreno pari a 98 kPa.

Utilizzando tale valore si calcola l'incremento di pressione, profondità fino alla quale si sviluppa il cedimento, mediante la teoria di Boussinesq:

Geometria della fondazione

$$B = 4.8 \quad [\text{m}]$$

$$L = 4.8 \quad [\text{m}]$$

Sovraccarico sul terreno

$$q = 98 \quad [\text{kN/mq}]$$

prof. Falda

$$d = 1 \quad [\text{m}]$$

Prof. Piano posa

$$D = 0 \quad [\text{m}]$$

z [m]	Δz [m]	γ' [KN/m3]	$\sigma'(z)$ [kPa]	$\Delta\sigma'(z)$	$\sigma'(z)$ somma	$0,1\sigma'(z)$	Valuto
0	0	18	0	98.000	98.000	9.800	CEDIMENTO
0.1	0.1	18	1.8	94.041	95.841	9.584	CEDIMENTO
0.2	0.1	18	3.6	90.317	93.917	9.392	CEDIMENTO
0.3	0.1	18	5.4	86.810	92.210	9.221	CEDIMENTO
0.4	0.1	18	7.2	83.503	90.703	9.070	CEDIMENTO
0.5	0.1	18	9	80.382	89.382	8.938	CEDIMENTO
0.6	0.1	18	10.8	77.432	88.232	8.823	CEDIMENTO
0.7	0.1	18	12.6	74.642	87.242	8.724	CEDIMENTO
0.8	0.1	18	14.4	72.000	86.400	8.640	CEDIMENTO
0.9	0.1	18	16.2	69.496	85.696	8.570	CEDIMENTO

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
52 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

1	0.1	18	18	67.120	85.120	8.512	CEDIMENTO
1.1	0.1	18	19.8	64.864	84.664	8.466	CEDIMENTO
1.2	0.1	18	21.6	62.720	84.320	8.432	CEDIMENTO
1.3	0.1	18	23.4	60.680	84.080	8.408	CEDIMENTO
1.4	0.1	18	25.2	58.739	83.939	8.394	CEDIMENTO
1.5	0.1	18	27	56.889	83.889	8.389	CEDIMENTO
1.6	0.1	18	28.8	55.125	83.925	8.393	CEDIMENTO
1.7	0.1	18	30.6	53.442	84.042	8.404	CEDIMENTO
1.8	0.1	18	32.4	51.835	84.235	8.423	CEDIMENTO
1.9	0.1	18	34.2	50.299	84.499	8.450	CEDIMENTO
2	0.1	18	36	48.830	84.830	8.483	CEDIMENTO
2.1	0.1	18	37.8	47.425	85.225	8.523	CEDIMENTO
2.2	0.1	18	39.6	46.080	85.680	8.568	CEDIMENTO
2.3	0.1	18	41.4	44.791	86.191	8.619	CEDIMENTO
2.4	0.1	18	43.2	43.556	86.756	8.676	CEDIMENTO
2.5	0.1	18	45	42.370	87.370	8.737	CEDIMENTO
2.6	0.1	18	46.8	41.233	88.033	8.803	CEDIMENTO
2.7	0.1	18	48.6	40.141	88.741	8.874	CEDIMENTO
2.8	0.1	18	50.4	39.091	89.491	8.949	CEDIMENTO
2.9	0.1	18	52.2	38.083	90.283	9.028	CEDIMENTO
3	0.1	18	54	37.112	91.112	9.111	CEDIMENTO
3.1	0.1	18	55.8	36.179	91.979	9.198	CEDIMENTO
3.2	0.1	18	57.6	35.280	92.880	9.288	CEDIMENTO
3.3	0.1	18	59.4	34.414	93.814	9.381	CEDIMENTO
3.4	0.1	18	61.2	33.580	94.780	9.478	CEDIMENTO
3.5	0.1	18	63	32.776	95.776	9.578	CEDIMENTO
3.6	0.1	18	64.8	32.000	96.800	9.680	CEDIMENTO
3.7	0.1	18	66.6	31.251	97.851	9.785	CEDIMENTO
3.8	0.1	18	68.4	30.529	98.929	9.893	CEDIMENTO
3.9	0.1	18	70.2	29.831	100.031	10.003	CEDIMENTO
4	0.1	18	72	29.157	101.157	10.116	CEDIMENTO
4.1	0.1	18	73.8	28.505	102.305	10.231	CEDIMENTO
4.2	0.1	18	75.6	27.876	103.476	10.348	CEDIMENTO
4.3	0.1	18	77.4	27.266	104.666	10.467	CEDIMENTO
4.4	0.1	18	79.2	26.677	105.877	10.588	CEDIMENTO
4.5	0.1	18	81	26.106	107.106	10.711	CEDIMENTO
4.6	0.1	18	82.8	25.554	108.354	10.835	CEDIMENTO
4.7	0.1	18	84.6	25.019	109.619	10.962	CEDIMENTO
4.8	0.1	18	86.4	24.500	110.900	11.090	CEDIMENTO
4.9	0.1	18	88.2	23.997	112.197	11.220	CEDIMENTO
5	0.1	18	90	23.510	113.510	11.351	CEDIMENTO
5.1	0.1	18	91.8	23.038	114.838	11.484	CEDIMENTO
5.2	0.1	18	93.6	22.579	116.179	11.618	CEDIMENTO
5.3	0.1	18	95.4	22.134	117.534	11.753	CEDIMENTO

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag 53 di 56	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBFA160001A	B

5.4	0.1	18	97.2	21.702	118.902	11.890	CEDIMENTO
5.5	0.1	18	99	21.283	120.283	12.028	CEDIMENTO
5.6	0.1	18	100.8	20.876	121.676	12.168	CEDIMENTO
5.7	0.1	18	102.6	20.480	123.080	12.308	CEDIMENTO
5.8	0.1	18	104.4	20.095	124.495	12.450	CEDIMENTO
5.9	0.1	18	106.2	19.722	125.922	12.592	CEDIMENTO
6	0.1	18	108	19.358	127.358	12.736	CEDIMENTO
6.1	0.1	18	109.8	19.004	128.804	12.880	CEDIMENTO
6.2	0.1	18	111.6	18.660	130.260	13.026	CEDIMENTO
6.3	0.1	18	113.4	18.326	131.726	13.173	CEDIMENTO
6.4	0.1	18	115.2	18.000	133.200	13.320	CEDIMENTO
6.5	0.1	18	117	17.683	134.683	13.468	CEDIMENTO
6.6	0.1	18	118.8	17.374	136.174	13.617	CEDIMENTO
6.7	0.1	18	120.6	17.073	137.673	13.767	CEDIMENTO
6.8	0.1	18	122.4	16.780	139.180	13.918	CEDIMENTO
6.9	0.1	18	124.2	16.494	140.694	14.069	CEDIMENTO
7	0.1	18	126	16.216	142.216	14.222	CEDIMENTO
7.1	0.1	18	127.8	15.945	143.745	14.374	CEDIMENTO
7.2	0.1	18	129.6	15.680	145.280	14.528	CEDIMENTO
7.3	0.1	17	131.3	15.422	146.722	14.672	CEDIMENTO
7.4	0.1	17	133	15.170	148.170	14.817	CEDIMENTO
7.5	0.1	17	134.7	14.924	149.624	14.962	NON CEDIMENTO
7.6	0.1	17	136.4	14.685	151.085	15.108	NON CEDIMENTO

Graficamente si ha l'andamento seguente:

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag 54 di 56	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBFA1600001A	B

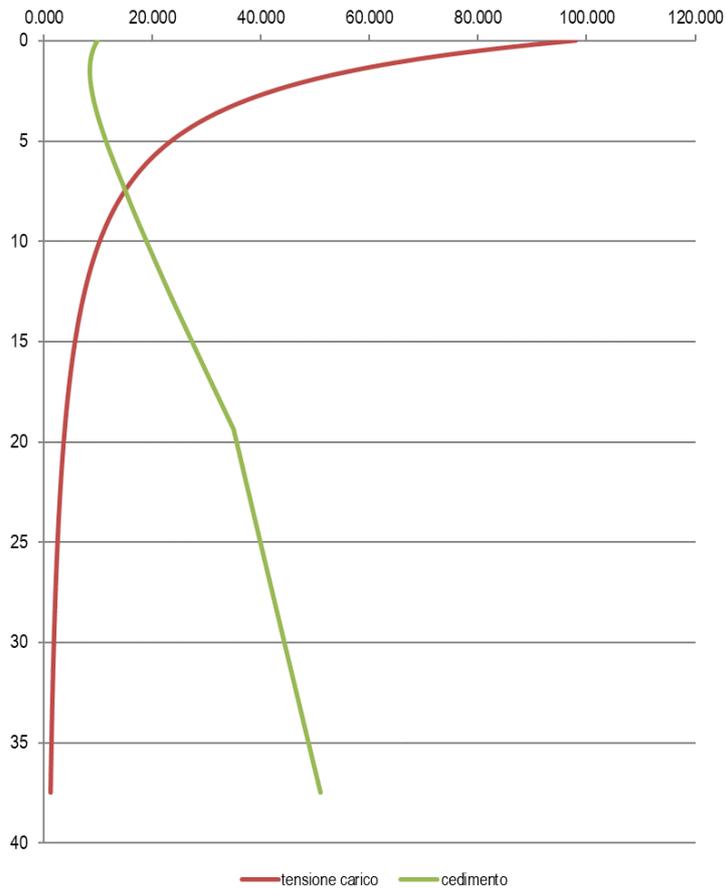


Figura 15 - Incrementi di tensione sotto il plinto

Si calcola il cedimento fino alla profondità determinata:

Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z)/R_3(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
Pag	Progetto	Lotto	Codifica	
55 di 56	IN17	12	EI2RBFA1600001A	B

$$\delta_{tot} = \Sigma \delta_i = \Sigma ((\Delta \sigma_{zi} - v_i(\Delta \sigma_{xi} + \Delta \sigma_{yi})) \Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 4.80 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 4.80 (m) (Lunghezza della Fondazione)
q = 98.00 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns = 1 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Limo con argilla (unità 3b)	10.00	0.0	10.0	0.2	20000	0.30	1.67

$$\delta_{ctot} = 1.67 \text{ (cm)}$$

z	Δz _i	Terreno	R1	R2	R3	Δσ _{zi}	Δσ _{xi}	Δσ _{yi}	E	v	δ _i	Σδ _i
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)
0.00	0.2	1							20000	0.30		
0.20	0.2	1	2.40	2.40	3.40	96.27	90.66	90.66	20000	0.30	0.04	0.04
0.40	0.2	1	2.42	2.42	3.41	89.33	18.19	18.19	20000	0.30	0.08	0.12
0.60	0.2	1	2.45	2.45	3.43	83.59	14.23	14.23	20000	0.30	0.08	0.20
0.80	0.2	1	2.50	2.50	3.47	79.14	10.90	10.90	20000	0.30	0.07	0.27
1.00	0.2	1	2.56	2.56	3.51	75.66	8.19	8.19	20000	0.30	0.07	0.34
1.20	0.2	1	2.64	2.64	3.57	72.74	6.02	6.02	20000	0.30	0.07	0.41
1.40	0.2	1	2.73	2.73	3.63	70.06	4.31	4.31	20000	0.30	0.07	0.48
1.60	0.2	1	2.83	2.83	3.71	67.41	2.97	2.97	20000	0.30	0.07	0.54
1.80	0.2	1	2.94	2.94	3.80	64.69	1.93	1.93	20000	0.30	0.06	0.60
2.00	0.2	1	3.06	3.06	3.89	61.89	1.13	1.13	20000	0.30	0.06	0.67
2.20	0.2	1	3.19	3.19	3.99	59.01	0.52	0.52	20000	0.30	0.06	0.72
2.40	0.2	1	3.32	3.32	4.10	56.10	0.06	0.06	20000	0.30	0.06	0.78
2.60	0.2	1	3.47	3.47	4.22	53.20	-0.28	-0.28	20000	0.30	0.05	0.83
2.80	0.2	1	3.61	3.61	4.34	50.34	-0.54	-0.54	20000	0.30	0.05	0.88
3.00	0.2	1	3.76	3.76	4.46	47.56	-0.72	-0.72	20000	0.30	0.05	0.93
3.20	0.2	1	3.92	3.92	4.60	44.87	-0.85	-0.85	20000	0.30	0.05	0.98
3.40	0.2	1	4.08	4.08	4.73	42.31	-0.94	-0.94	20000	0.30	0.04	1.02
3.60	0.2	1	4.24	4.24	4.88	39.88	-0.99	-0.99	20000	0.30	0.04	1.06

GENERAL CONTRACTOR 				ALTA SORVEGLIANZA 				
Pag 56 di 56				Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2RBFA1600001A		B

3.80	0.2	1	4.41	4.41	5.02	37.58	-1.03	-1.03	20000	0.30	0.04	1.10
4.00	0.2	1	4.58	4.58	5.17	35.41	-1.04	-1.04	20000	0.30	0.04	1.14
4.20	0.2	1	4.75	4.75	5.32	33.38	-1.04	-1.04	20000	0.30	0.03	1.17
4.40	0.2	1	4.92	4.92	5.48	31.48	-1.03	-1.03	20000	0.30	0.03	1.20
4.60	0.2	1	5.10	5.10	5.64	29.71	-1.01	-1.01	20000	0.30	0.03	1.23
4.80	0.2	1	5.28	5.28	5.80	28.05	-0.99	-0.99	20000	0.30	0.03	1.26
5.00	0.2	1	5.46	5.46	5.96	26.51	-0.97	-0.97	20000	0.30	0.03	1.29
5.20	0.2	1	5.64	5.64	6.13	25.07	-0.94	-0.94	20000	0.30	0.03	1.31
5.40	0.2	1	5.82	5.82	6.29	23.73	-0.91	-0.91	20000	0.30	0.02	1.34
5.60	0.2	1	6.00	6.00	6.46	22.48	-0.88	-0.88	20000	0.30	0.02	1.36
5.80	0.2	1	6.18	6.18	6.63	21.31	-0.85	-0.85	20000	0.30	0.02	1.38
6.00	0.2	1	6.37	6.37	6.81	20.23	-0.82	-0.82	20000	0.30	0.02	1.40
6.20	0.2	1	6.56	6.56	6.98	19.21	-0.79	-0.79	20000	0.30	0.02	1.42
6.40	0.2	1	6.74	6.74	7.16	18.27	-0.76	-0.76	20000	0.30	0.02	1.44
6.60	0.2	1	6.93	6.93	7.33	17.38	-0.73	-0.73	20000	0.30	0.02	1.46
6.80	0.2	1	7.12	7.12	7.51	16.56	-0.70	-0.70	20000	0.30	0.02	1.48
7.00	0.2	1	7.31	7.31	7.69	15.78	-0.68	-0.68	20000	0.30	0.02	1.49
7.20	0.2	1	7.49	7.49	7.87	15.06	-0.65	-0.65	20000	0.30	0.02	1.51
7.40	0.2	1	7.68	7.68	8.05	14.38	-0.63	-0.63	20000	0.30	0.01	1.52

Il cedimento risulta pari a 1.67cm, da considerarsi accettabile.