



AGENZIA DEL DEMANIO

AGENZIA DEL DEMANIO

Direzione Regionale Calabria

PROGETTO
PRELIMINARE

PROGETTO
DEFINITIVO

PROGETTO
ESECUTIVO

OGGETTO: Progettazione definitiva ed esecutiva, coordinamento della sicurezza in fase di progettazione e di esecuzione, direzione lavori, contabilità dei lavori ed accatastamento, finalizzati al completamento ed all'ampliamento del polifunzionale "Manganelli" per la nuova sede del XII Reparto Mobile della Polizia di Stato, in Reggio Calabria, Località Santa Caterina.

UBICAZIONE: Località Santa Caterina - Reggio Calabria

COMMITTENTE: Agenzia del Demanio - Direzione Regionale Calabria

CODICE CIG: 7121966045

CODICE CUP: G36D17000050001

PROGETTO STRUTTURALE

REV.	DATA	MODIFICA	DISEGNATORE / COMPILATORE
00	26/11/2018	Prima Emissione	Ing. Mariano Salvatore
01	08/01/2019	Modifiche a seguito di verifica del RINA	VERIFICATO DA: Ing. Carlo Carletti
			APPROVATO DA: Arch. Valentino Tropeano

CODICE D'IDENTIFICAZIONE	ELABORATO :
05/17- PS.RT34/01	Edificio B Polifunzionale in acciaio ▪ Relazione geotecnica e sulle fondazione

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Salvatore CONCETTINO	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE Arch. Valentino TROPEANO
--	---

PROGETTISTA RESPONSABILE COORDINATORE	
Arch. Valentino TROPEANO	
RESPONSABILI	GRUPPO DI LAVORO
RESPONSABILE PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA Arch. Gianfranco PICARIELLO	Ing. Antonio GRAZIANO Ing. Lella Liana IMBRIANI Ing. Mariano SALVATORE
RESPONSABILE PROGETTAZIONE STRUTTURALE Ing. Carlo CARLETTI	Ing. Domenico DE MATTIA Ing. Rosa LO PRIORE Arch. Ivan GUERRIERO
RESPONSABILE INDAGINI GEOGNOSTICHE Geol. Carmine MAZZAROTTI	Arch. Stanislao SACCARDO Geom. Gennarino IANDIORIO Geom. Franco IMBIMBO
RESPONSABILE PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI Ing. Bruno MATTIA	Per. Ind. Antonio FESTA
RESPONSABILE PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI Ing. Mauro GUERRIERO	CONSULENTI SCIENTIFICI
RESPONSABILE PROGETTAZIONE SICUREZZA Arch. Patrizia GAMMA	Prof. Ing. Luigi PETTI Prof. Geol. Francesco Maria GUADAGNO

COMUNE DI REGGIO DI CALABRIA

Località Santa Caterina

*Completamento ed Ampliamento del Polifunzionale Manganelli per la
Nuova Sede del XII reparto Mobile della Polizia di Stato in Reggio Calabria*

Località Santa Caterina

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

EDIFICIO IN CARPENTERIA METALLICA

Sommario

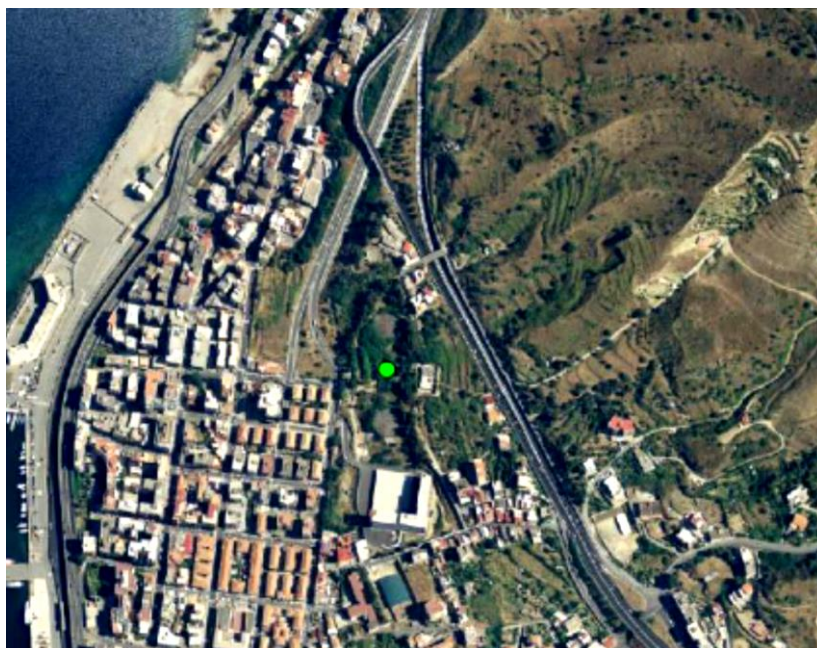
1. PREMESSA	3
2. ASPETTI GEOLOGICI	5
3. IDENTIFICAZIONE DELLE FONDAZIONI	6
4. DESCRIZIONE DELLE INDAGINI SUI TERRENI DI FONDAZIONE E MODELLO GEOTECNICO	11
5. VERIFICHE DELLE FONDAZIONI NELLO STATO DI FATTO E NELLO STATO DI PROGETTO	17
5.1 Materiali	18
5.2 Descrizione modello	18
5.3 Analisi dei carichi	19
5.4 Principali risultati sintetici	19
5.4.1 Principali modi di vibrare – Analisi Modale	20
5.4.2 Tensioni sul terreno	21
5.5 Verifiche strutturali della fondazione	23
5.5.1 Trave di collegamento	23
5.5.2 Platee	27
5.6 Verifiche geotecniche – Carico Limite	30
5.6.1 Elementi Teorici di Calcolo	31
5.6.2 Tabulato di Calcolo	46

1. PREMESSA

La presente relazione illustra gli aspetti inerenti la caratterizzazione geotecnica e strutturale del complesso terreno fondazioni dell'edificio esistente nel Polifunzionale Manganeli. L'area oggetto di indagine è ubicata in Via Enotria, nel settore nord - occidentale della città di Reggio Calabria, a circa 450 metri dalla costa.

Geograficamente il sito ricade nella parte meridionale del settore calabrese dell'Arco Calabro-Peloritano, in corrispondenza dello Stretto di Messina;

Di seguito il dettaglio topografico e l'ubicazione dell'area:



La campagna di indagini per la definizione delle caratteristiche meccaniche e fisiche dei terreni di fondazione, nonché l'accertamento dello stato di fatto delle opere di fondazione, è stata definita con lo scopo di raggiungere un "livello di conoscenza LC2", secondo quanto previsto al punto C8A.1.B della Circolare n° 617 del 2/02/2009 sulla base delle indagini già condotte e della documentazione progettuale disponibile.

A tal proposito, si riporta l'elenco dei riferimenti inerenti alla documentazione progettuale originaria di cui si è in possesso in merito alle strutture fondali:

- B.S.01.4 *Fondazioni: carpenteria* rev. Aprile 1992;
- B.S.02.2 *Fondazioni: sezioni* rev. Aprile 1992;
- B.S.05.2 *Fondazioni: carpenteria parte 1 di 3* rev. Aprile 1992;
- B.S.06.2 *Fondazioni: carpenteria parte 2 di 3* rev. Aprile 1992;

- B.S.12.1 *Armatura plinto tipo "A", Armatura strato inferiore e a quota (46.32)* rev. Aprile 1992;
- B.S.13.1 *Plinto tipo "A", Armatura strato intermedio superiore, Armatura di spiccato* rev. Aprile 1992;
- B.S.14.1 *Plinto tipo "B", Armatura 1° e 2° strato inferiore e pareti laterali* rev. Aprile 1992;
- B.S.15.1 *Plinto tipo "B", Armatura a quota (45.22)* rev. Aprile 1992;
- B.S.16.1 *Plinto tipo "B", Armatura inferiore* rev. Aprile 1992;
- B.S.17.1 *Plinto tipo "B", Armatura superiore* rev. Aprile 1992;
- B.S.18.3 *Plinto tipo "B", Armatura di spiccato* rev. Aprile 1992;
- B.S.19.1 *Plinto tipo "C", Armatura strato inferiore e a quota (43.70)* rev. Aprile 1992;
- B.S.20.1 *Plinto tipo "B", Armatura strato intermedio superiore, Armatura di spiccato* rev. Aprile 1992
- B.S.21.1 *Armatura travi di fondazione tipo "1" - "2" - "3" - "4"* rev. Aprile 1992;
- B.S.22.1 *Armatura travi di fondazione tipo "5" - "6" - "7" - "8"* rev. Giugno 1992;
- B.S.23.0 *Travi di fondazione tipo "9" - "10" - "11" - "12"* rev. Giugno 1992;
- B.S.24.1 *Armatura travi di fondazione tipo "13" - "14" - "15"* rev. Giugno 1992;

Sono altresì presenti i certificati allegati alla relazione di collaudo originaria (1993-1997), le informazioni raccolte dalla campagna di indagini condotta e descritta nei seguenti rapporti di prova:

- Rapporto di prova *Indagini strutturali fabbricato in acciaio e c.a. redatto da C.M.G. Testing srl PROT.N. PS/049/18 (ID 1557);*
- Rapporto di prova *Indagini strutturali fabbricato in acciaio e c.a. redatto da C.M.G. Testing srl PROT.N. PS/244/18 (ID 1557).*

Infine, per gli accertamenti, si rimanda alla relazione geologica.

2. ASPETTI GEOLOGICI

Rimandando alla relazione Geologica per gli aspetti di dettaglio, si riportano di seguito le principali notizie utili alla definizione del modello geotecnico di calcolo.

Lungo la fascia costiera dei Monti Peloritani, sia sul lato ionico che tirrenico, e nel settore calabrese, affiorano notevoli volumi di sedimenti conglomeratico-sabbiosi poggiati in discordanza su diversi termini del substrato e sul basamento.

Lungo la sponda reggina, nel settore oggetto del presente studio, affiora una sequenza attribuita alle “ghiaie e sabbie di Messina” (MSS), caratterizzata dalla presenza di sabbie e ghiaie grigio-giallastre o rossastre nei livelli più alti, con abbondante matrice.

I clasti, prevalentemente cristallini, da subarrotondati ad appiattiti, spesso embriciati, hanno dimensioni compresa tra quelle centimetriche dei ciottoli fino a quelle metriche dei blocchi; sono inoltre presenti livelli e lembi di sabbie fini e silt quarzosi.

In tutta l'area dello Stretto di Messina, i depositi conglomeratici affioranti costituiscono la successione tipo delle ghiaie e sabbie di Messina, nota anche come “Formazione di Messina”.



Originariamente riferita al Calabriano, è stata successivamente considerata discordante e trasgressiva sul substrato, ed ascritta in modo dubitativo al Pleistocene inferiore-medio, sebbene altri autori attribuiscono la formazione ad un ambiente deltizio alimentato dalle fiumare (dividendola in una facies deltizia marina ed una deltizia continentale, complessivamente di età infrapleistocenica) o la considerino come una “facies deltizia”, regressiva e diacrona a progradazione centripeta verso l'asse dello Stretto, generata dall'accelerazione del sollevamento dell'entroterra cristallino.

Nell'entroterra reggino, alle pendici dell'Aspromonte, la formazione raggiunge i 400 m di spessore.

Questa formazione è di fatto quella che costituisce l'ossatura dell'area e, quindi, litotipo di riferimento nelle valutazioni di ordine geologico nonché geotecnico.

Si evidenzia inoltre, il sussistere a luoghi di significativi spessori di depositi di copertura nonché di alteriti, frutto sia dei processi evolutivi sia delle azioni antropiche. Si riporta di seguito l'inquadramento delle formazioni presenti nel sito:



	<p>GHIAIE E SABBIE DI MESSINA</p> <p>MSS</p> <p>Sabbie e ghiaie grigio-giallastre o rossastre, con abbondante matrice. I ciottoli, prevalentemente cristallini, da subarrottondati ad appiattiti, spesso embriciati, hanno diametro da 2 cm fino a blocchi di 1 m. Sono presenti livelli e lembi di sabbie fini e silt quarzosi. Tra i ciottoli sono presenti resti ossei e molari fluitati di mammiferi. La formazione è caratterizzata da clinostratificazione ad alto angolo via via più bassa nella parte alta. Facies di tipo detritico e/o di conoide sottomarina legate agli apporti di paleofiumare. Spessore fino a 250 m. PLEISTOCENE MEDIO</p>
	<p>CONGLOMERATI DI ALLUME</p> <p>LLM</p> <p>Conglomerati poligenici a clasti eterometrici subarrottondati, filadico-quartzitici e subordinatamente arenitici e carbonatici, in matrice sabbiosa e variamente diagenizzati. Affiorano alla base di paleoscarpe di faglia nella zona di Ali. Spessore fino a 150 m. PLEISTOCENE MEDIO</p>

I tratti geomorfologici più significativi dell'area oggetto del presente studio sono rappresentati dalla dorsale dei Monti Peloritani e dall'estesa fascia alluvionale che borda la terminazione occidentale del Massiccio dell'Aspromonte. Entrambi le dorsali sono incise da valli con versanti molto acclivi nel tratto a monte, che conferiscono al paesaggio un aspetto aspro.

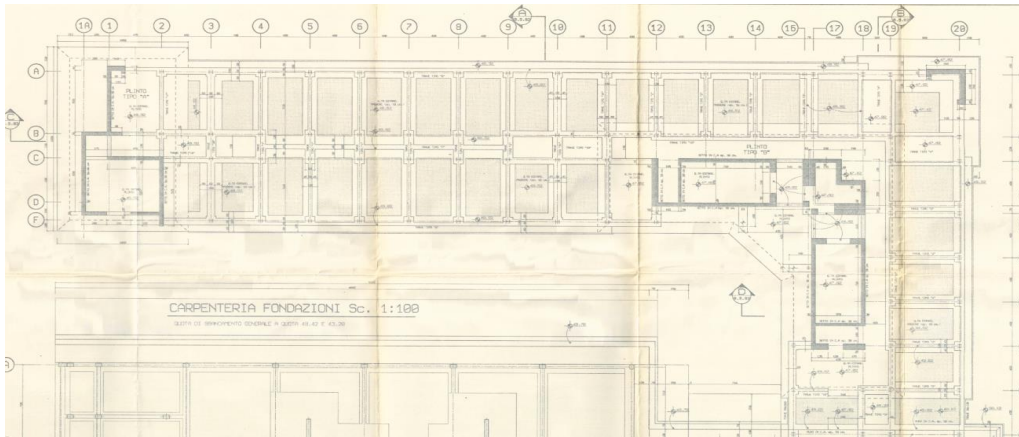
Verso valle il paesaggio è caratterizzato da una successione continua di superfici subpianeggianti variamente estese, degradanti e separate da evidenti gradini, che danno al versante ionico una tipica conformazione a gradinata. Esso è disseccato da incisioni fluviali, che nel loro tratto terminale svasano in piane alluvionali, in genere più ampie sul versante calabrese.

3. IDENTIFICAZIONE DELLE FONDAZIONI

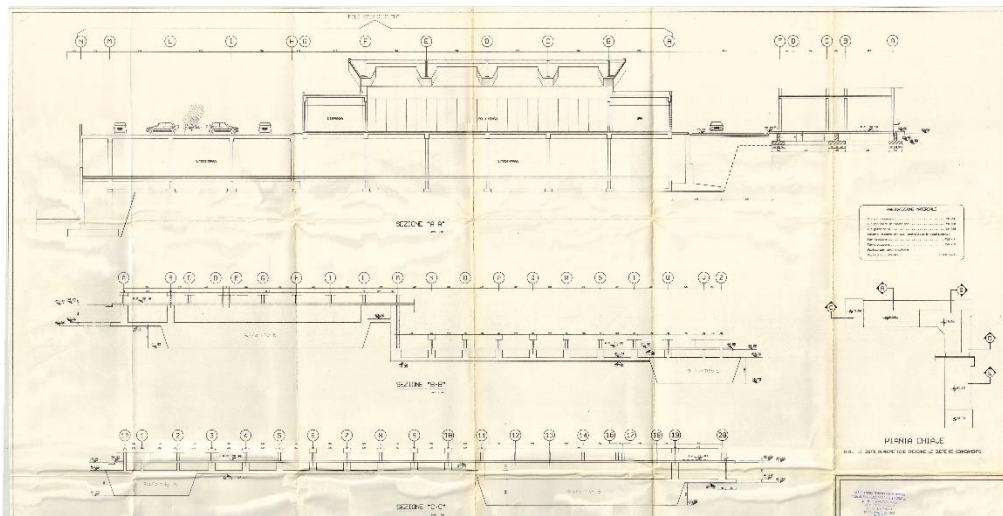
Le fondazioni, come emerge dai documenti progettuali originari, sono realizzate per mezzo di travi rovesce di dimensioni variabili, nella zona che ospita le parti in carpenteria metallica, mentre sono del tipo a plinto al di sotto dei blocchi scala. I plinti suddetti

presentano altezza di circa 3,00m; in particolare, il plinto A ha forma rettangolare e di circa 16,60x10,60, mentre il plinto B ha forma ad L e dimensione delle ali di circa 24,00m e larghezza 7,80m.

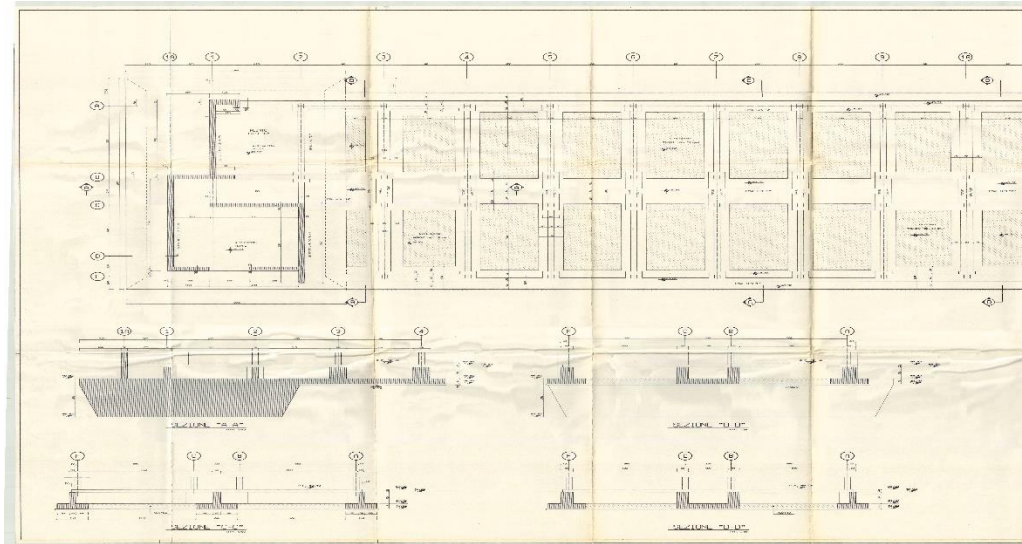
Di seguito, si riportano gli stralci salienti delle strutture fondali tratti dalla documentazione originaria.



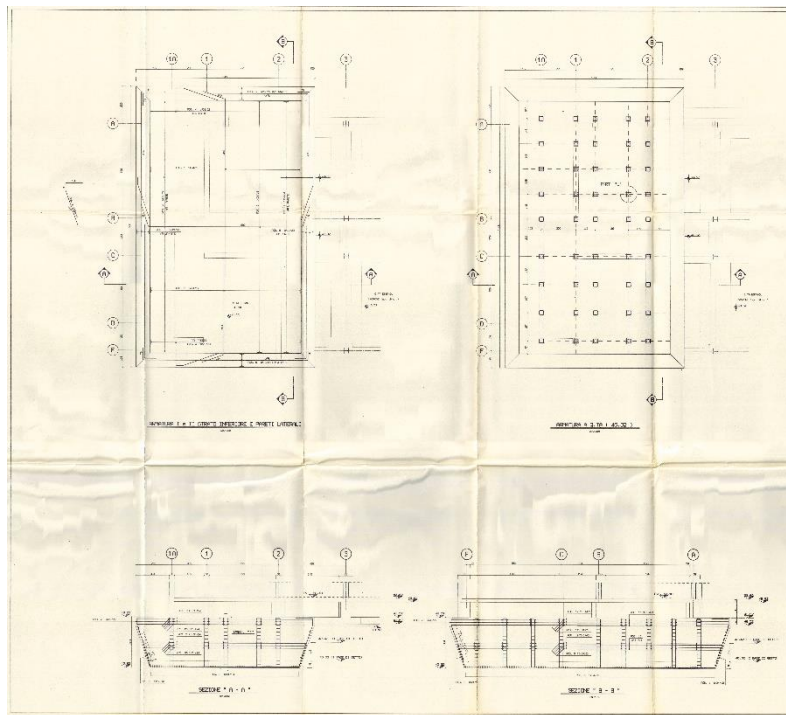
Pianta delle strutture di fondazione



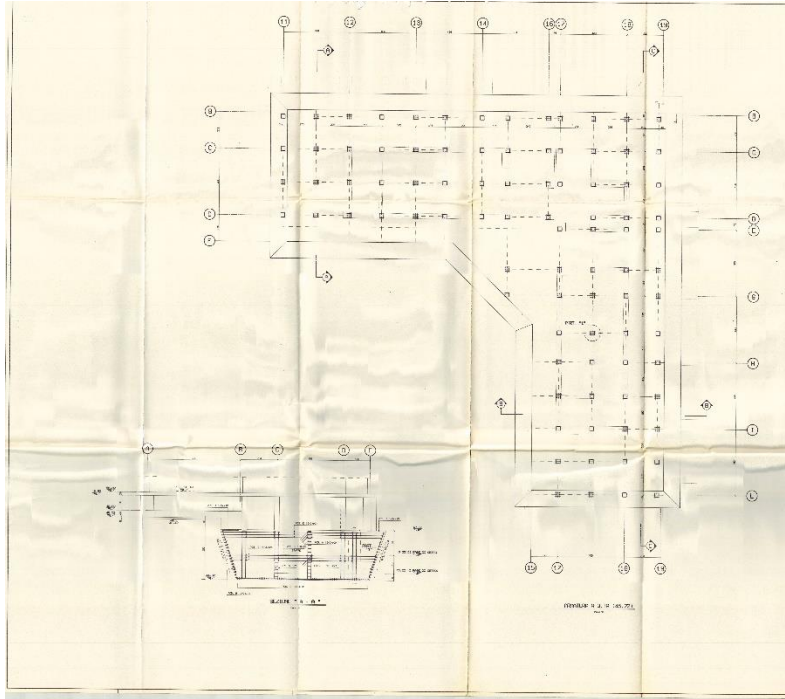
Sezioni delle strutture di fondazione



Carpenteria delle strutture di fondazione

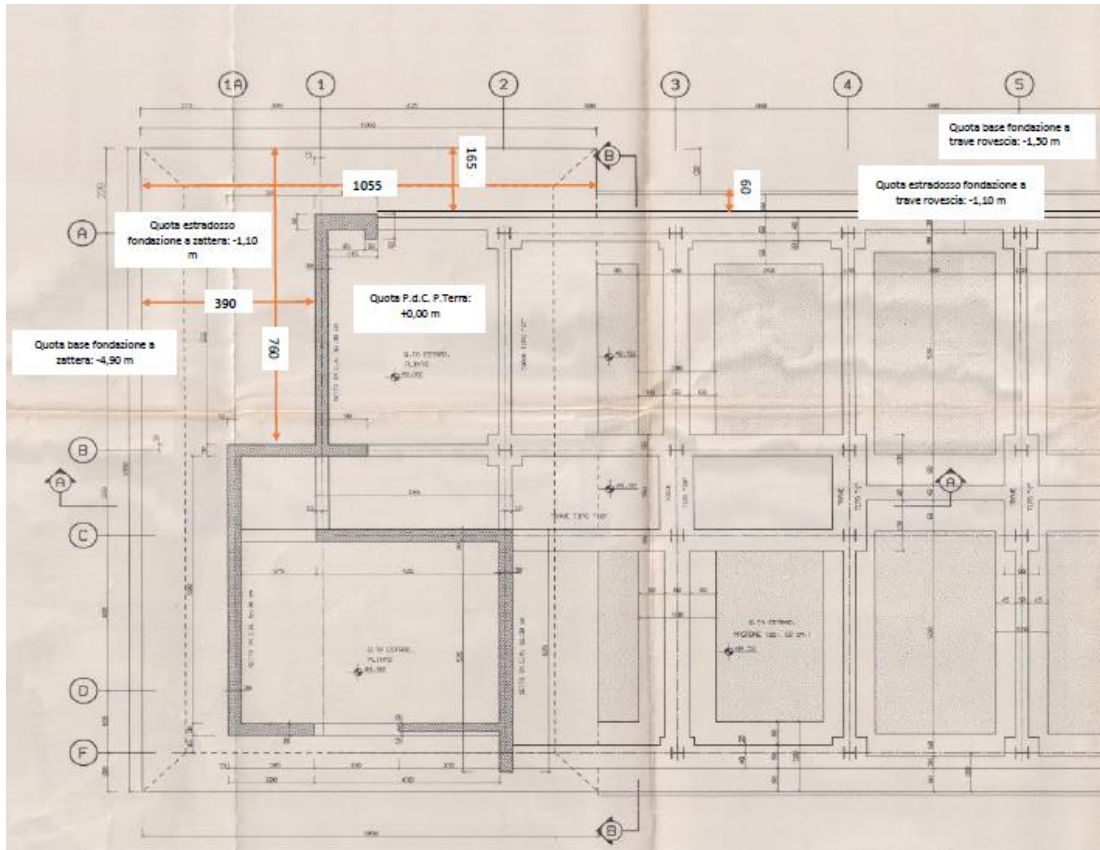


Armatura plinto A (strato inferiore e a quota fissata)



Armatura plinto B (strato inferiore e a quota fissata)

Le indagini condotte in situ dalla C.M.G. Testing srl, di cui si rimanda ai rapporti di prova PROT.N. PS/049/18 e PROT.N. PS/244/18 per maggiori dettagli, hanno confermato quanto riscontrato dai documenti originali, come di seguito evidenziato.



Riscontri metrici in situ



Attacco fondazione a zattera – fondazione trave rovescia e dettaglio trave rovescia



Particolari fondazione a zattera



Particolari fondazione a zattera



Particolari fondazione a trave rovescia

Considerata la sostanziale corrispondenza di quanto accertato ai documenti progettuali originari, si assume per la verifica del sistema fondale la descrizione di progetto riportata nei suddetti documenti.

4. DESCRIZIONE DELLE INDAGINI SUI TERRENI DI FONDAZIONE E MODELLO GEOTECNICO

Dai certificati di collaudo e dalla documentazione originaria disponibile, risulta che i terreni di fondazione sono essenzialmente caratterizzati da ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa.

Le caratteristiche meccaniche dei terreni furono accertate in due fasi: la prima consistente in tre sondaggi ubicati nelle zone ove era prevista l'esecuzione delle fondazioni a pozzo; la seconda, di approfondimento, per valutare la qualità dei terreni nell'intorno del serbatoio interrato di cui era stata disposta la rimozione.

Anche in quest'ultima zona fu confermata la natura granulare del terreno, ma con valori di densità relativa più bassi.

Dalla relazione di collaudo emerge inoltre che i sondaggi in corrispondenza del reticolo di travi rovesce, fornirono una risposta, in termini di grado di addensamento, minore di quelle precedenti, e pertanto fu eseguito un trattamento di bonifica.

In particolare, la bonifica comportò la posa in opera di misto granulare compattato in corrispondenza delle travi rovesce e strati alternati di misto granulare compattato e cls magro di 25cm al di sotto dei plinti.

Al fine di confermare la natura e le caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno sono state eseguite campagne di indagini geognostiche e geofisiche. Per i dettagli si rimanda alla relazione geologica.

Di seguito si riportano i principali stralci.



Ubicazione dei sondaggi stratigrafici (S1 , S2)

STRATIGRAFIA - S1

SCALA 1 : 125 Pagina 1/1

Riferimento: Indagini Geognostiche Realizzazione Nuova Sede XII Reparto Mobile PS	Sondaggio: S1
Località: Santa Caterina - Reggio Calabria	Quota:
Impresa esecutrice:	Data:
Coordinate:	Redattore:
Perforazione: A Carotaggio Continuo	

Ø mm	R v	A r	Pz s	metri barr.	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	Prel. % 0 --- 100	S.P.T.		ROD % 0 --- 100	prof m	DESCRIZIONE	
										S.P.T.	N				
				1										Terreno di riporto composto da sabbia limo-argillosa, con presenza di ghiaia, ciottoli e frammenti di laterizio, scarsamente addensato, di colore marrone chiaro.	
				2											
				3											
				4									3,8		Sabbia in matrice argillosa, con presenza di ciottoli, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				5			1) She < 4,50 5,00				3-9-16	25	4,3		Sabbia a granulometria fine e grossolana, in matrice limo-argillosa, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				6											
				7											
				8											
				9											
				10											
				11											
				12											
				13											
				14										14,0	Sabbia in matrice limo-argillosa, debolmente ghiaiosa, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				15											
				16											
				17										16,5	Sabbia a granulometria grossolana, in matrice limo-argillosa, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				18											
				19											
				20											
				21										21,0	Sabbia debolmente limosa, con presenza di ciottoli, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				22										22,3	Sabbia argillosa a granulometria da fine a molto fine, con presenza di un frammento di trovante di genesi metamorfica, mediamente addensata, di colore marrone.
				23											
				24											
				25											
				26										26,0	Frammenti di trovante in matrice argillosa, di colore grigio scuro.
				27										27,0	Sabbia argillosa con presenza di locali livelletti debolmente ghiaiosi, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				28											
				29											
				30										30,0	

Colonna stratigrafica S1

STRATIGRAFIA - S2

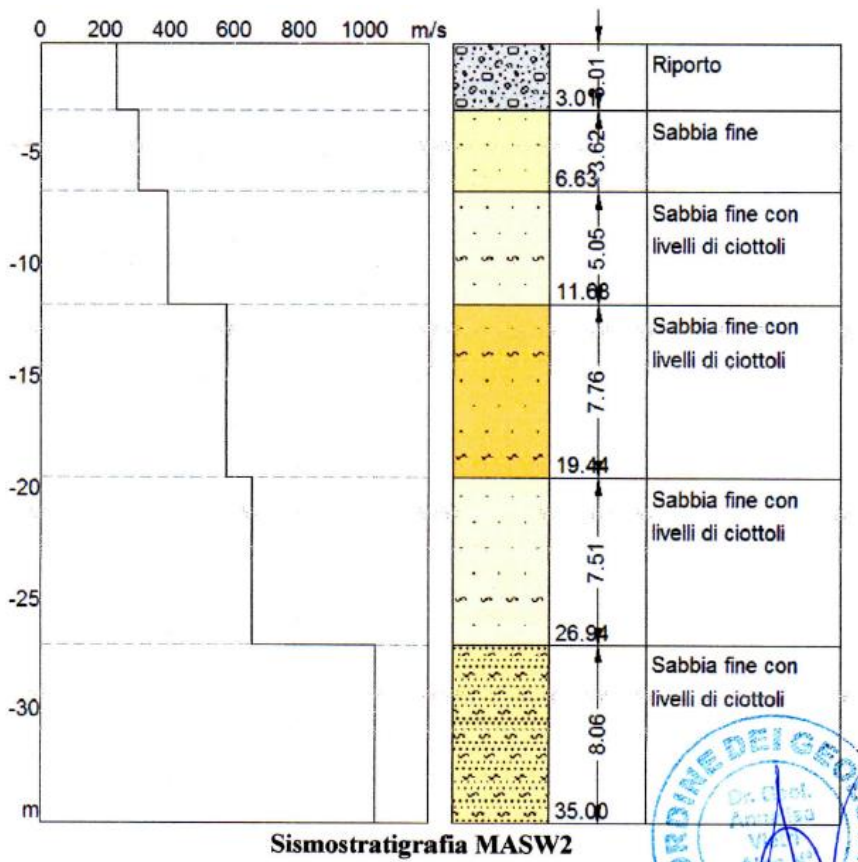
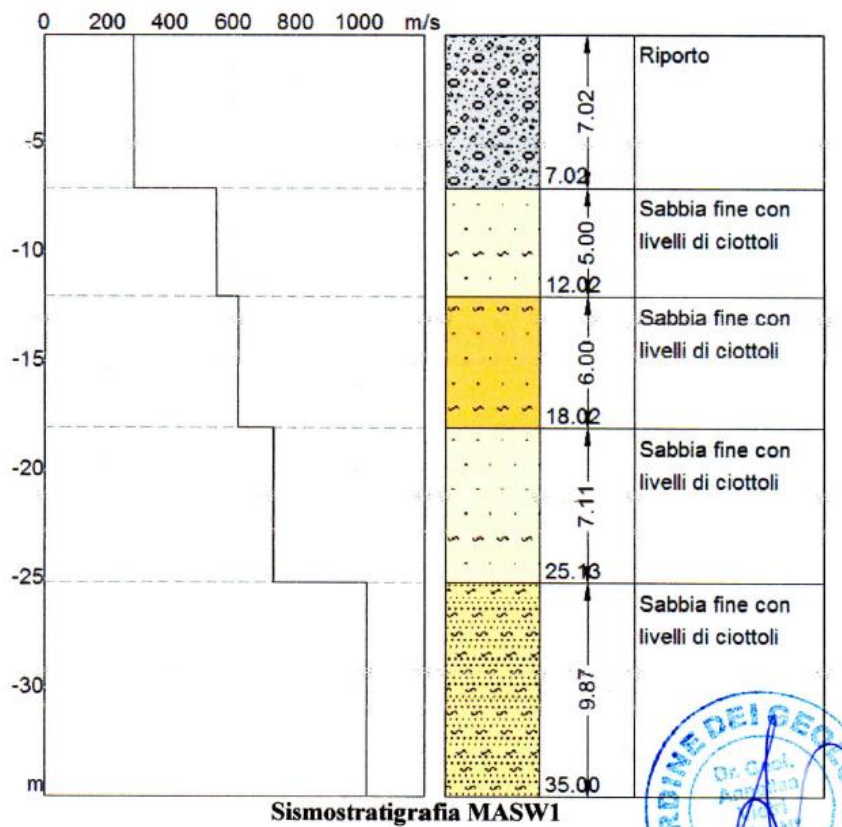
SCALA 1 : 125 Pagina 1/1

Riferimento: Indagini Geognostiche Realizzazione Nuova Sede XII Reparto Mobile PS										Sondaggio: S2					
Località: Santa Caterina - Reggio Calabria										Quota:					
Impresa esecutrice:										Data:					
Coordinate:										Redattore:					
Perforazione: A Carotaggio Continuo															
ø mm	R v	A r s	Pz	metri batt.	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	Prel. % 0 --- 100	S.P.T.		RQD % 0 --- 100	prof. m	DESCRIZIONE	
										S.P.T.	N				
				1										Terreno di riporto composto da sabbia limo-argillosa, con presenza di ciottoli e frammenti di trovante, scarsamente addensato, di colore marrone chiaro.	
				2											
				3											
				4									4.2		
				5											Sabbia debolmente argillosa, ghiaiosa, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				6			1) She < 5,50 6,00				12-18-26	44	6.0		
				7										7.0	Frammenti di trovante in matrice sabbioso-argillosa, di colore grigio chiaro.
				8											Sabbia a granulometria medio-grossolana, debolmente limosa, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				9										8.8	
				10										9.5	Sabbia debolmente limosa, con presenza di ciottoli e frammenti di trovante, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				11											Sabbia debolmente limosa, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				12											
				13										12.8	Sabbia a granulometria medio grossolana, debolmente limosa, con presenza di piccoli livelletti debolmente ghiaiosi, mediamente addensata, di colore marrone.
				14											
				15											
				16										16.5	Sabbia in matrice limosa con presenza di ciottoli e frammenti di trovante di genesi metamorfica, mediamente addensata, di colore grigio chiaro.
				17											
				18										18.0	Sabbia debolmente argillosa, con presenza di sporadici livelletti debolmente ghiaiosi, mediamente addensata, di colore marrone.
				19											
				20											
				21											
				22											
				23										22.5	Sabbia debolmente argillosa, con presenza di rari ciottoli di piccole dimensioni, mediamente addensata, di colore marrone chiaro.
				24											
				25											
				26											
				27											
				28											
				29											
				30										30.0	

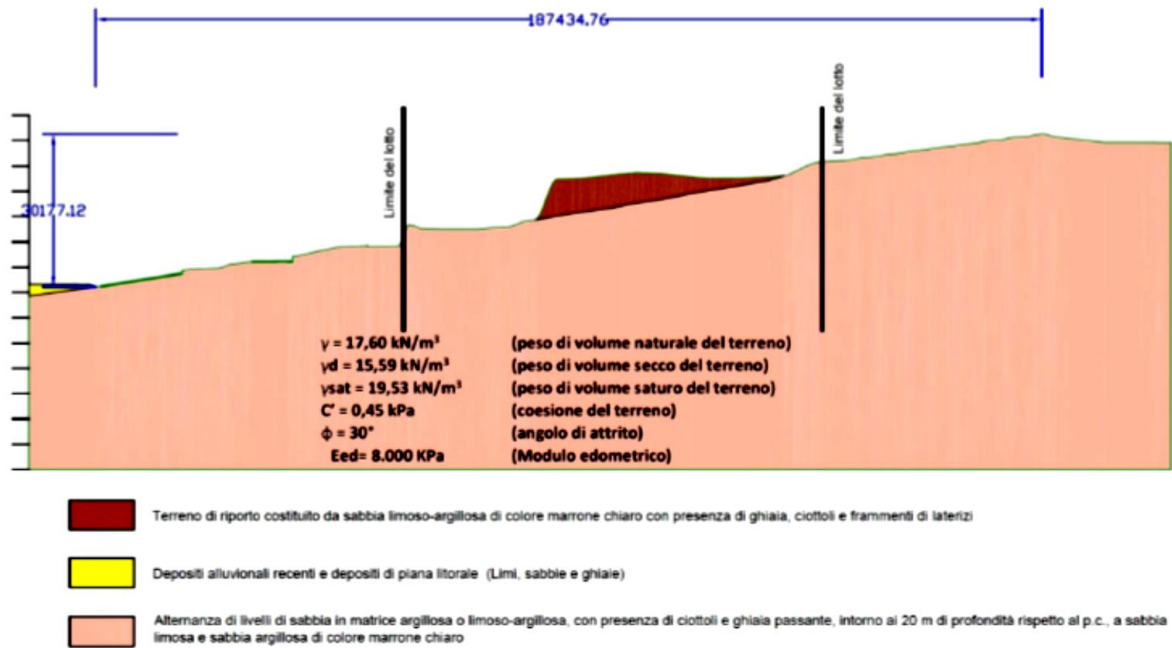
Colonna stratigrafica S2



Ubicazione delle indagini DPSH e MASW



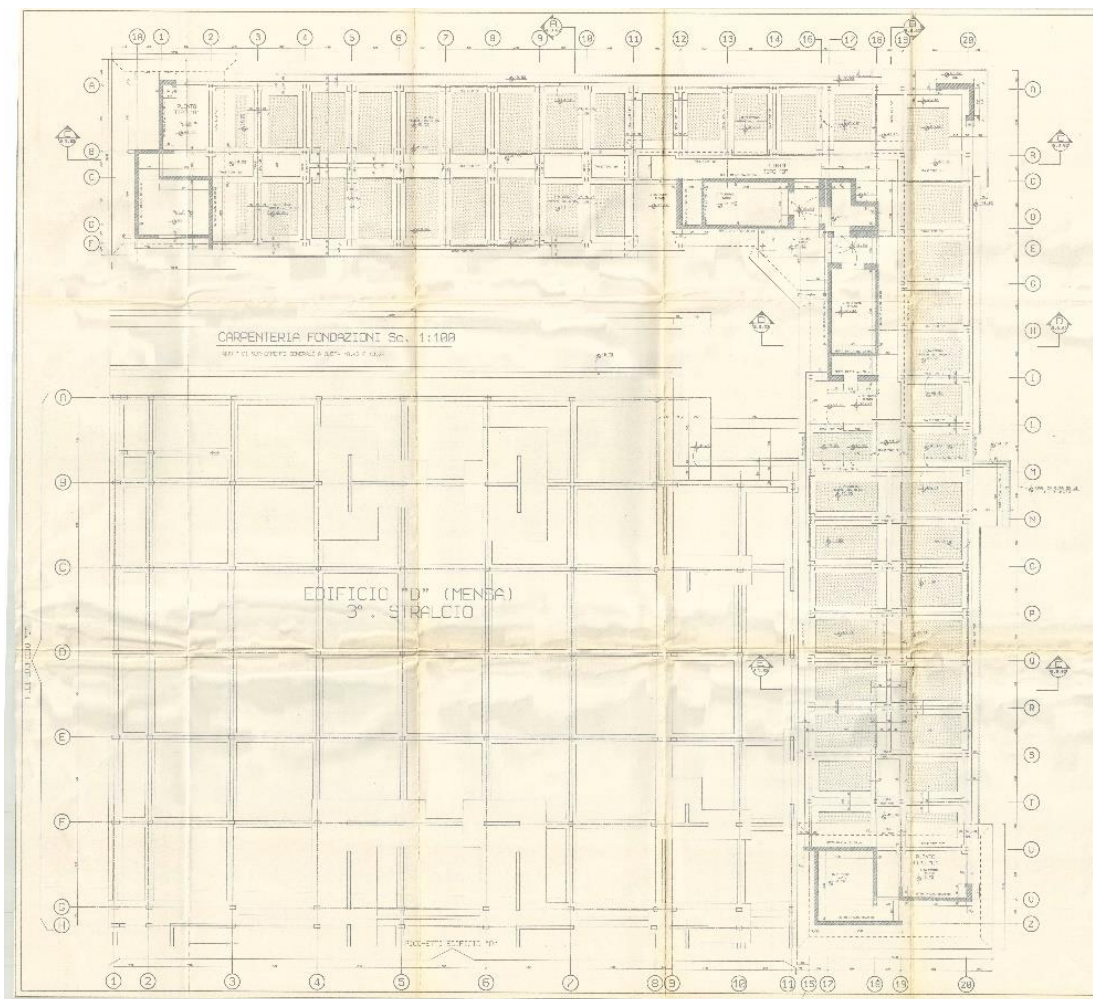
Dai risultati ottenuti dalle indagini condotte è stato estrapolato, vedi Relazione Geologica, il modello geotecnico del terreno di fondazione come di seguito rappresentato.



Modello geotecnico di riferimento ottenuto

5. VERIFICHE DELLE FONDAZIONI NELLO STATO DI FATTO E NELLO STATO DI PROGETTO

Per la verifica del sistema fondale dell'edificio oggetto di adeguamento è stato necessario considerare l'interazione di entrambi i corpi strutturali principali in elevazione. A tal fine è stato realizzato un modello numerico che considera, oltre agli elementi strutturali dell'edificio oggetto di adeguamento, le strutture del corpo attiguo. In particolare, considerato l'obiettivo delle verifiche e viste le sostanziali congruenze riscontrate tra le tavole progettuali disponibili e quanto accertato in sito, si è fatto riferimento agli elaborati originali per la costruzione del modello di calcolo.



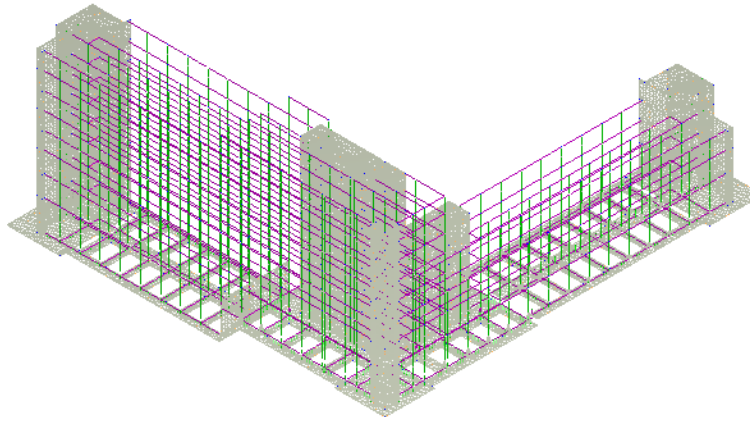
Pianta complessiva delle fondazioni (stralcio Tav. B.S.01.4)

5.1 Materiali

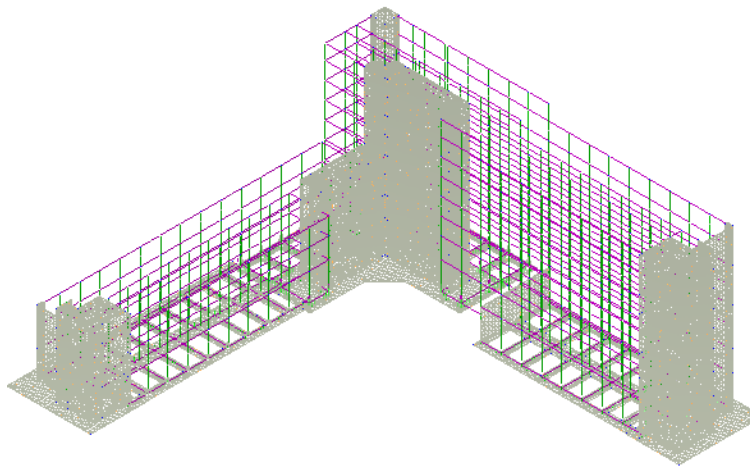
Per quanto attiene ai materiali, si fa riferimento ai materiali accertati dalle indagini sul corpo oggetto di intervento, descritte nella relazione generale, e le verifiche di natura strutturale sono condotte per gli elementi costituenti le fondazioni in corrispondenza del solo suddetto edificio.

5.2 Descrizione modello

Di seguito si riporta la rappresentazione grafica della discretizzazione operata, rimandando al tabulato di calcolo per i dettagli sulla geometria dei nodi e degli elementi strutturali.



Vista Anteriore



Vista Posteriore

In particolare, il modello di calcolo considera elementi beam, per le travi ed i pilastri, ed elementi shell, per le pareti di controvento e le platee di fondazione.

5.3 Analisi dei carichi

Per quanto attiene alle analisi dei carichi si fa riferimento, sia per l'edificio oggetto di adeguamento che per le strutture attigue, a quanto riportato al capitolo 9 della Relazione tecnica generale ed illustrativa.

5.4 Principali risultati sintetici

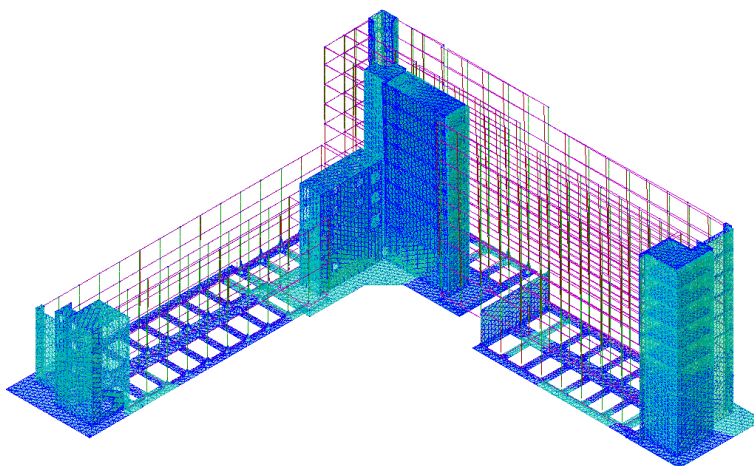
Di seguito vengono riportati i principali risultati, in forma sia numerica che grafica, per le strutture di fondazione dell'edificio in oggetto. Si rimanda ai tabulati di calcolo per i dettagli.

5.4.1 Principali modi di vibrare – Analisi Modale

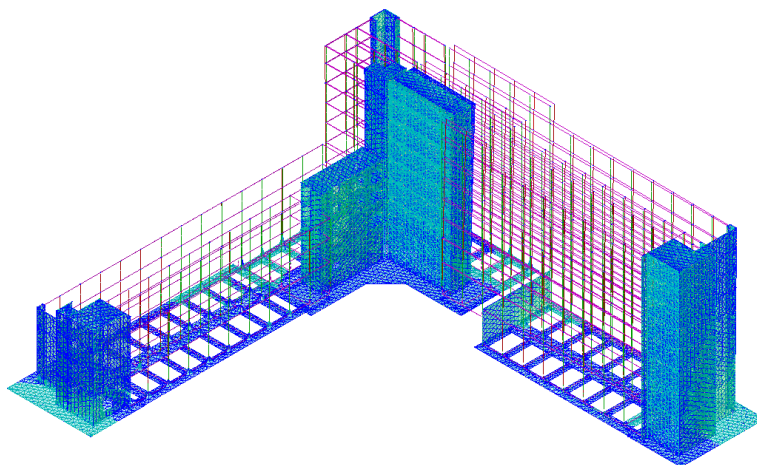
PRINCIPALI MODI DI VIBRAZIONE

Sptr	T	a _{g,o}	a _{g,v}	Γ	CM	%M.M	M _{Ecc}
	[s]	[m/s ²]	[m/s ²]			[%]	[N·s ² /m]
Modo Vibrazione n. 1							
SLU-X	0,427	4,043	0,000	-407,339	-1,8842	1,72	165.925
SLU-Y	0,427	4,043	0,000	-1.924,888	-8,9040	38,45	3.705.195
SLU-Z	0,000	0,000	6,155	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,427	5,398	0,000	-407,339	-1,8842	1,72	165.925
SLD-Y	0,427	5,398	0,000	-1.924,888	-8,9040	38,45	3.705.195
SLD-Z	0,000	0,000	1,185	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	5,398	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	5,398	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	6,155	-	-	-	-
Modo Vibrazione n. 2							
SLU-X	0,648	2,668	0,000	-1.757,780	-18,6726	32,07	3.089.792
SLU-Y	0,648	2,668	0,000	-137,279	-1,4583	0,20	18.845
SLU-Z	0,000	0,000	6,155	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,648	3,562	0,000	-1.757,780	-18,6726	32,07	3.089.792
SLD-Y	0,648	3,562	0,000	-137,279	-1,4583	0,20	18.845
SLD-Z	0,000	0,000	1,185	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	3,562	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	3,562	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	6,155	-	-	-	-
Modo Vibrazione n. 3							
SLU-X	0,171	5,297	0,000	-1.302,437	-0,9620	17,60	1.696.343
SLU-Y	0,171	5,297	0,000	-182,294	-0,1346	0,34	33.231
SLU-Z	0,000	0,000	6,155	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,171	5,886	0,000	-1.302,437	-0,9620	17,60	1.696.343
SLD-Y	0,171	5,886	0,000	-182,294	-0,1346	0,34	33.231
SLD-Z	0,000	0,000	1,185	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	5,886	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	5,886	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	6,155	-	-	-	-

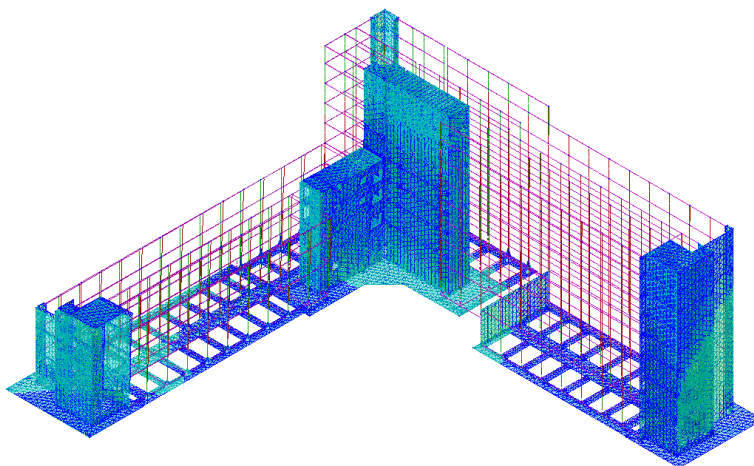
Di seguito si riportano le prime forme modali.



Primo Modo di Vibrazione T=0.427sec



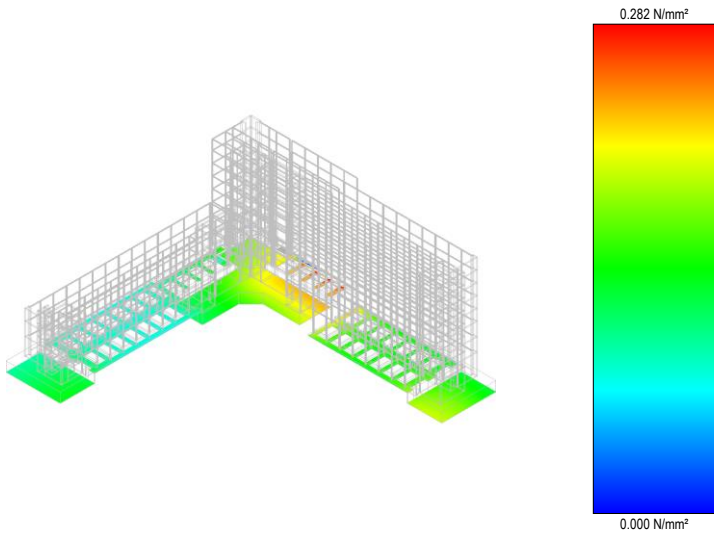
Secondo Modo di Vibrazione $T=0.648\text{sec}$



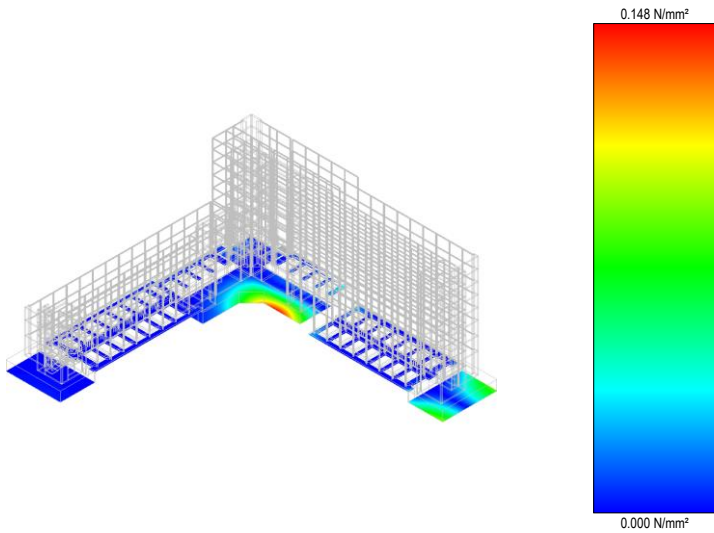
Terzo Modo di Vibrazione $T=0.171\text{sec}$

5.4.2 Tensioni sul terreno

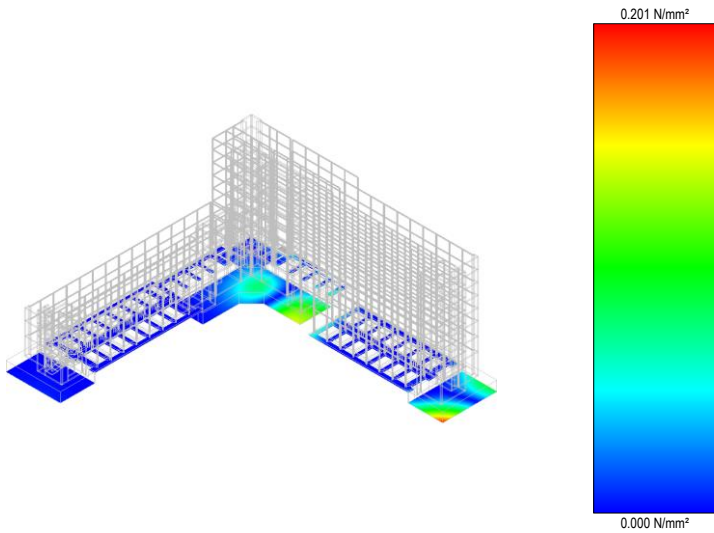
Le tensioni sul terreno in condizione statiche e dinamiche, sono riportate nei grafici seguenti.



Descrizione Tavola
 Tensioni - per carichi statici
 CONDIZIONI di CARICO
 Carico Permanente
 Permanenti NON Strutturali
 Uffici
 Autorimessa <= 30kN
 Scale, balconi, ballatoi (Cat. A)
 Scale, balconi, ballatoi (Cat. B)

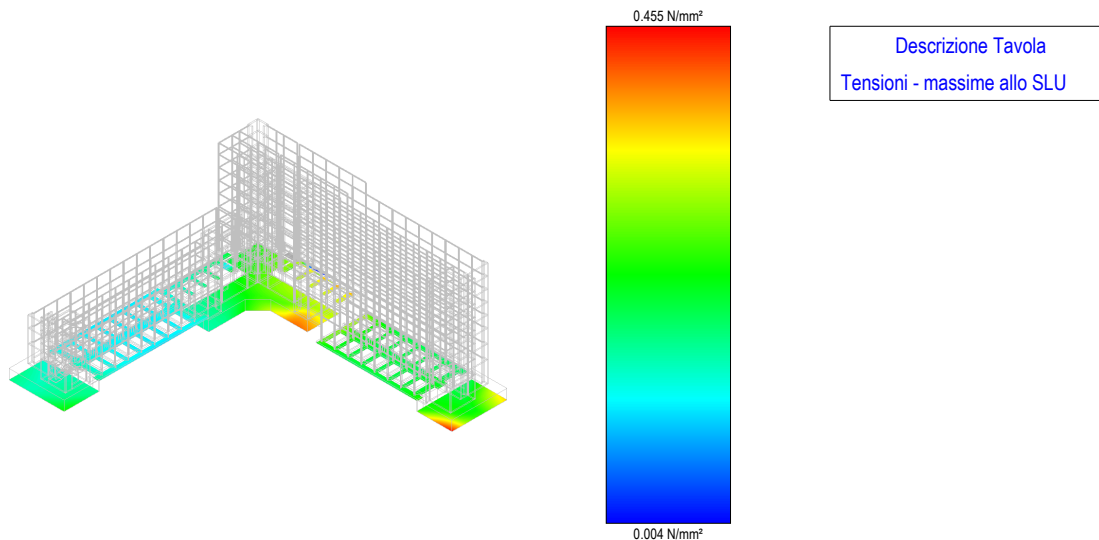


Descrizione Tavola
 Tensioni - per effetto del sisma
 Sisma: X
 Stato Limite Ultimo
 Modo: Preponderante



Descrizione Tavola
 Tensioni - per effetto del sisma
 Sisma: Y
 Stato Limite Ultimo
 Modo: Preponderante

Di seguito, invece, si riporta la tensione massima allo SLU agente nel sistema fondale.



Come si evince dai risultati, l'intervento di adeguamento produce una sostanziale riduzione delle tensioni di contatto sul terreno in corrispondenza dell'edificio su cui si interviene.

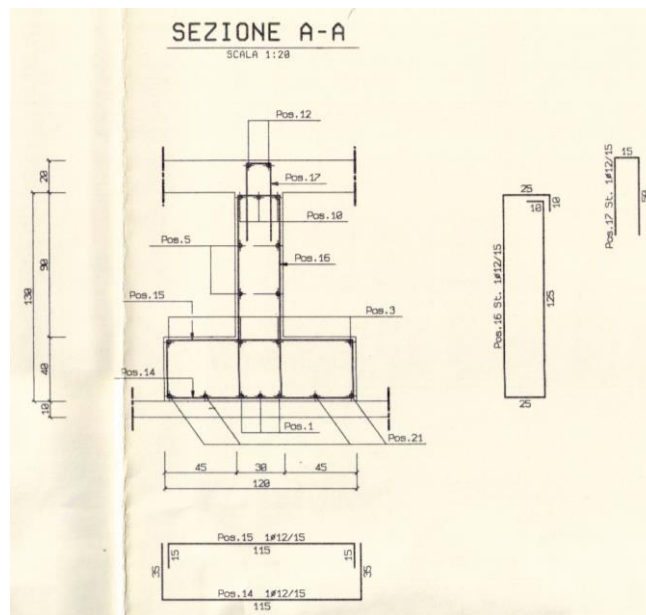
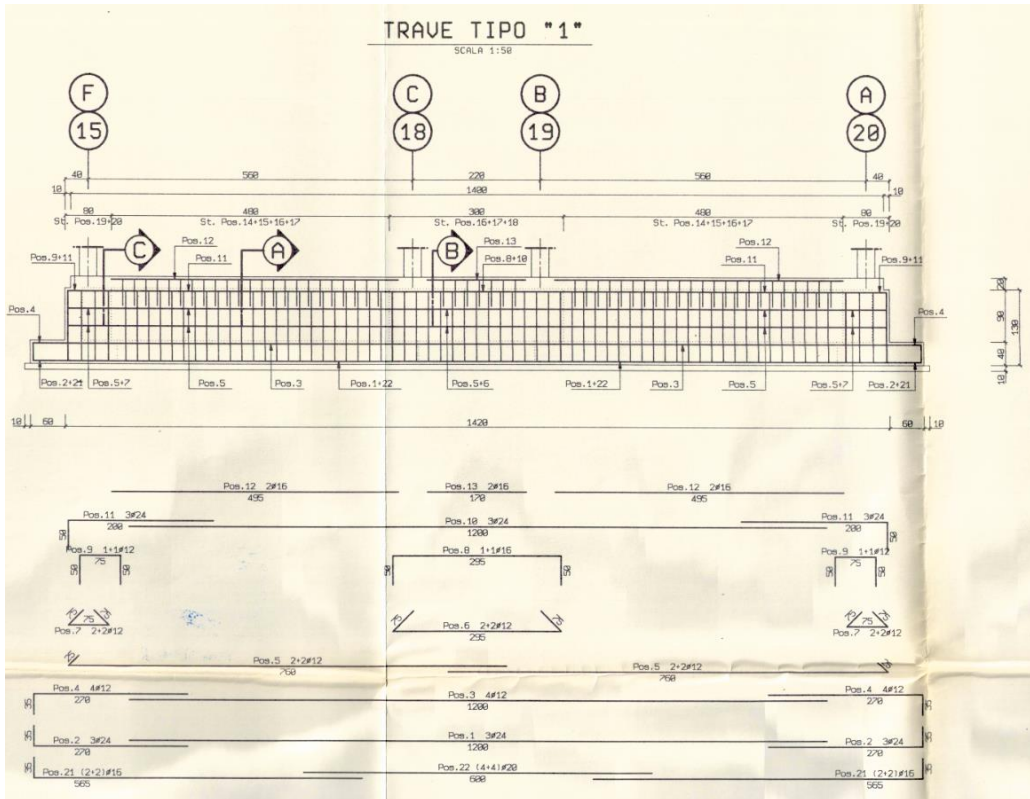
5.5 Verifiche strutturali della fondazione

Ai fini delle verifiche delle fondazioni si considerano le travi di collegamento e i plinti A e B in corrispondenza dell'edificio oggetto di adeguamento.

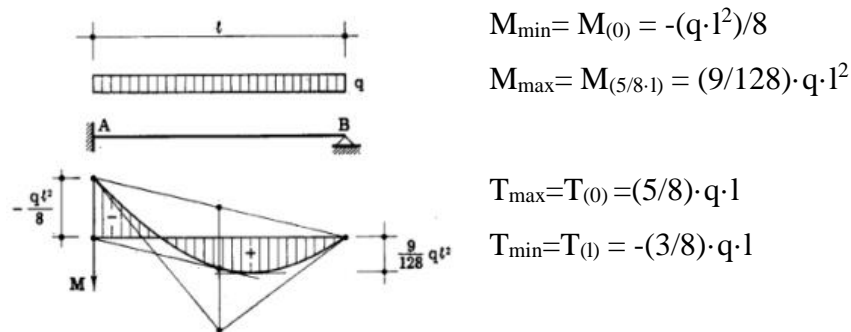
Per quanto attiene alle travi, si considerano per le verifiche le sollecitazioni, taglio e flessione, indotte sulle stesse nelle condizioni peggiori di interazione terreno-struttura. La verifica dei plinti A e B è condotta, invece, considerando le sollecitazioni medie riscontrate dal modello di calcolo su di una sezione rettangolare di base 1m ed altezza 3m.

5.5.1 Trave di collegamento

Per la verifica della trave di collegamento, è stata scelta a vantaggio di sicurezza, la sezione a T rovescia di dimensioni 120x30x130. Lo schema statico è quello di trave appoggiata e incastrata soggetta ad un carico uniformemente distribuito pari alla massima tensione di interfaccia registrata lungo tutte le travi di collegamento (0,2N/mm²).



Per tale sezione, le sollecitazioni massime restano definite come:



Schema statico incastro – appoggio

Per la trave suddetta, il carico equivalente lineare è pari a;

$$q = 0,2 \times 1200 \text{ mm} = 240 \text{ N/mm} \text{ ovvero } q = 240 \times 1000 = 240 \text{ kN/m.}$$

Dallo schema di trave considerato si hanno pertanto le seguenti sollecitazioni massime:

$$M_{\min} = M_{(0)} = -(q \cdot l^2) / 8 = -(240 \cdot 5,60^2) / 8 = - 940,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\max} = M_{(5/8 \cdot l)} = (9/128) \cdot q \cdot l^2 = (9/128) \cdot 240 \cdot 5,60^2 = 529,20 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = T_{(0)} = (5/8) \cdot q \cdot l = (5/8) \cdot 240 \cdot 5,60 = 840 \text{ kN}$$

$$T_{\min} = T_{(l)} = -(3/8) \cdot q \cdot l = -(3/8) \cdot 240 \cdot 5,60 = 504 \text{ kN}$$

Ai fini delle verifiche è stata considerata una sezione a T rovescia di dimensioni 120x30x130 armata come segue: armatura in campata, superiore 3Φ24 - inferiore 3Φ24 + 4Φ16; armatura all'appoggio, superiore 3Φ24+2Φ16, mentre inferiore 3Φ24 + 8Φ20; staffe Φ12/15 per l'anima e staffe 2x Φ12/15 per l'ala. Di seguito, si riportano, per le due sezioni in esame, le verifiche:

- **Sezione in campata**

Dati di input

Diagramma di calcolo sforzi-deformazioni ottenuto con:

calcestruzzo: diagramma parabola-rettangolo $\alpha = 0,85$

$$\gamma_{cC} = 1,50 \quad \epsilon_{cl} = 2,0 \% \quad \epsilon_{cu} = 3,5 \%$$

acciaio: diagramma elastico-perfettamente plastico

$$\gamma_{sS} = 1,15 \quad \epsilon_{su} = 10,0 \%$$

Caratteristiche dei materiali:

Classe di resistenza del calcestruzzo: $f_{cm}/F_C = 16 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica di calcolo $f_{cd} = 10,67 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 1,90 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%) $f_{ctk} = 1,33 \text{ MPa}$
Tipo di acciaio: Acciaio in ton
Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 347,8 \text{ MPa}$

Verifica a Flessione

Sezione a T rovescio altezza $h = 130 \text{ cm}$

Momento di calcolo:

$M_{sd} = -529,2 \text{ KNm}$

Momento limite:

$M_{Rd} = -585,6 \text{ KNm}$

$M/M_{Rd} = 0,9037$

Deformazioni:

$\epsilon_{s \text{ sup}} = -0,0100$

$\epsilon_{c \text{ inf}} = 0,0007$

asse neutro $x = 8,3 \text{ cm}$

Sezione verificata

Verifica a Taglio

Sezione a T rovescio altezza $h = 130 \text{ cm}$

Taglio di calcolo:

$V = 504,0 \text{ kN}$

$V_{RCD} = 1133,9 \text{ kN}$

$V_{RSD} = 720,3 \text{ kN}$

Sezione verificata

- Sezione in appoggio (vincolo incastro)

Dati di input

Diagramma di calcolo sforzi-deformazioni ottenuto con:

calcestruzzo: diagramma parabola-rettangolo $\alpha = 0,85$

$\gamma_C = 1,50$ $\epsilon_{cl} = 2,0 \%$ $\epsilon_{cu} = 3,5 \%$

acciaio: diagramma elastico-perfettamente plastico

$\gamma_S = 1,15$ $\epsilon_{su} = 10,0 \%$

Caratteristiche dei materiali:

Classe di resistenza del calcestruzzo: $f_{cm}/F_{C}=16 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica di calcolo $f_{cd} = 10,67 \text{ MPa}$

Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 1,90 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%) $f_{ctk} = 1,33 \text{ MPa}$

Tipo di acciaio: Acciaio in ton

Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 347,8 \text{ MPa}$

Verifica a Flessione

Sezione a T rovescio altezza $h = 130 \text{ cm}$

Momento di calcolo:

$M_{sd} = 940,8 \text{ KNm}$

Momento limite:

$M_{Rd} = 1589,3 \text{ KNm}$

$M/M_{Rd} = 0,5919$

Deformazioni:

$\epsilon_{c \text{ sup}} = 0,0035$

$\epsilon_{s \text{ inf}} = -0,0098$

asse neutro $x = 33,3 \text{ cm}$

Sezione verificata

Verifica a Taglio

Sezione a T rovescio altezza $h = 130 \text{ cm}$

Taglio di calcolo:

$V = 840,0 \text{ kN}$

$V_{RCD} = 1133,9 \text{ kN}$

$V_{RSD} = 1367,6 \text{ kN}$

Sezione verificata

5.5.2 Platee

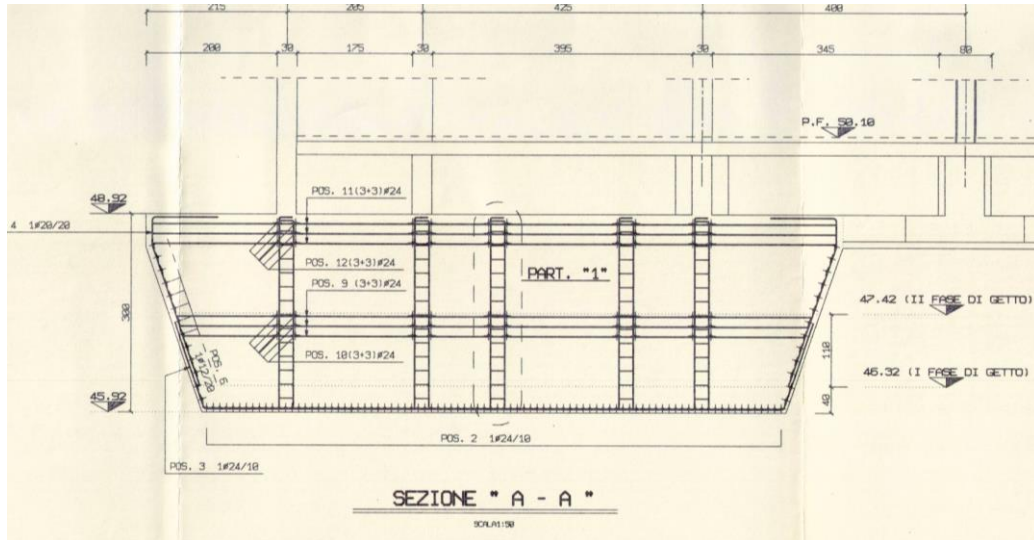
Per quanto attiene alla verifica delle platee in corrispondenza dei plinti tipo A e tipo B, si effettua la verifica della sezione strutturale rettangolare 100x300.

Considerato che l'altezza delle platee è pari a 3m, si valuta la sollecitazione media a flessione per le sezioni evidenziate per un tratto pari a 3m. In tale condizione, risulta:

Plinto A = 1200kNm

Plinto B = 3830kNm

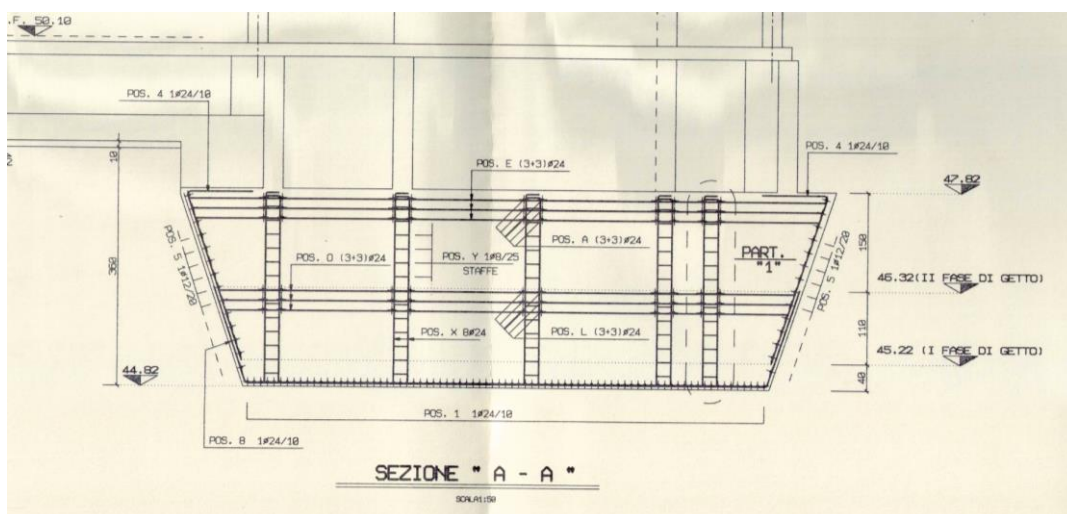
In particolare il plinto A, come è possibile vedere dallo stralcio della tavola B.S.12.1 di seguito riportato, è armato superiormente da cordoli con 3+3 Φ 24, mentre inferiormente è presente un'armatura diffusa pari a 1 Φ 24/10. Pertanto, complessivamente è possibile considerare 3 Φ 24 ogni 70cm.



Sezione A-A plinto Tipo A - Estratto Tav. B.S.12.1

Il plinto B, invece, è armato superiormente da cordoli con 3+3 Φ 24, mentre inferiormente è presente un'armatura diffusa pari a 1 Φ 24/10. Pertanto, complessivamente è possibile considerare 3 Φ 24 ogni 80cm.

Ai fini delle verifiche non si considera a vantaggio di sicurezza il contributo degli strati interni di armatura. Di seguito a completezza, è riportato lo stralcio della tavola B.S.15.1.



Sezione A-A plinto Tipo B - Estratto Tav. B.S.15.1

- **Plinto tipo A**

Dati di input

Diagramma di calcolo sforzi-deformazioni ottenuto con:

calcestruzzo: diagramma parabola-rettangolo $\alpha = 0,85$

$\gamma_C = 1,50$ $\epsilon_{limite} = 2,0 \%$ $\epsilon_{cu} = 3,5 \%$.

acciaio: diagramma elastico-perfettamente plastico

$\gamma_S = 1,15$ $\epsilon_{limite} = 10,0 \%$.

Caratteristiche dei materiali:

Classe di resistenza del calcestruzzo: $f_{cm}/f_{CD} = 16 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica di calcolo $f_{cd} = 10,67 \text{ MPa}$

Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 1,90 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%) $f_{ctk} = 1,33 \text{ MPa}$

Tipo di acciaio: Acciaio in ton

Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 347,8 \text{ MPa}$

Verifica a Flessione

Sezione Rettangolare $b = 100 \text{ cm}$ $h = 300 \text{ cm}$

Armatura superiore $(100/70) \times 4.52 \times 3 = 19.37 \text{ cm}^2$

Armatura inferiore $10 \times 4.52 = 45.24 \text{ cm}^2$

Momento di calcolo:

$M_{sd} = 1200,0 \text{ KNm}$

Momento limite:

$M_{Rd} = 4257,1 \text{ KNm}$

$M/M_{Rd} = 0,2819$

Deformazioni:

$\epsilon_{c \text{ sup}} = 0,0011$

$\epsilon_{s \text{ inf}} = -0,0100$

asse neutro $x = 28,5 \text{ cm}$

Sezione verificata

- **Plinto tipo B**

Dati di input

Diagramma di calcolo sforzi-deformazioni ottenuto con:

calcestruzzo: diagramma parabola-rettangolo $\alpha = 0,85$

$\gamma_C = 1,50$ $\epsilon_{limite} = 2,0 \%$ $\epsilon_{cu} = 3,5 \%$.

acciaio: diagramma elastico-perfettamente plastico

$\gamma_S = 1,15$ $\epsilon_{limite} = 10,0 \%$.

Caratteristiche dei materiali:

Classe di resistenza del calcestruzzo: $f_{cm}/FC=16 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica di calcolo $f_{cd} = 10,67 \text{ MPa}$

Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 1,90 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%) $f_{ctk} = 1,33 \text{ MPa}$

Tipo di acciaio: Acciaio in ton

Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 347,8 \text{ MPa}$

Verifica a Flessione

Sezione Rettangolare $b = 100 \text{ cm}$ $h = 300 \text{ cm}$

Armatura superiore $(100/80) \times 4.52 \times 3 = 16.95 \text{ cm}^2$

Armatura inferiore $10 \times 4.52 = 45.24 \text{ cm}^2$

Momento di calcolo:

$M_{sd} = 3830,0 \text{ KNm}$

Momento limite:

$M_{Rd} = 4251,9 \text{ KNm}$

$M/M_{Rd} = 0,9008$

Deformazioni:

$\epsilon_{s \text{ sup}} = 0,0011$

$\epsilon_{s \text{ inf}} = -0,0100$

asse neutro $x = 29,1 \text{ cm}$

Sezione verificata

5.6 Verifiche geotecniche – Carico Limite

Le verifiche sono condotte considerando il carico limite valutato con il software **GEOSTRU** di cui di seguito si riporta la denominazione:

Nome del Software	Geostru - LoadCap
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Versione	2018.28.2.878
Intestatario Licenza	PETTI ing. LUIGI
Produzione e Distribuzione	info@soeg.it Commerciale +393284753386 - Ass. Tecnica: +39 0690289085 Int. 3 PIVA 02785380805 - 2016 By soeg

5.6.1 Elementi Teorici di Calcolo

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

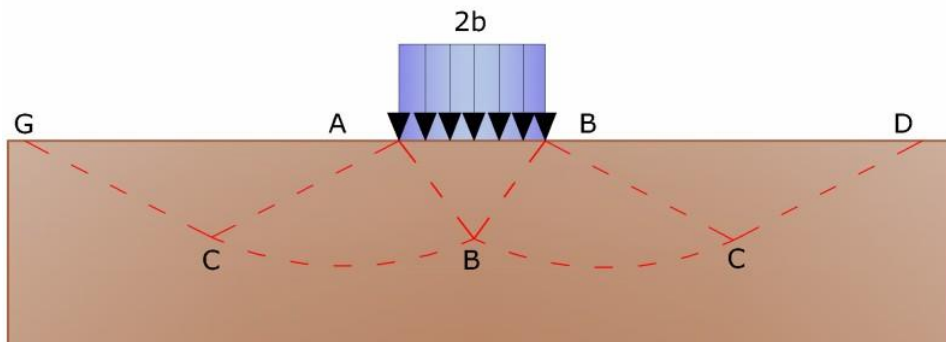
Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie GFBCD. Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\pi g \varphi} \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi / 2) - 1 \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione risulta $q = 0$, secondo la teoria di Prandtl, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti *Caquot* si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h, con $h \times 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione di q.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno. Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione. L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semi larghezza della

striscia. Inoltre, basandosi su dati sperimentali, Terzaghi passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma. Un ulteriore contributo è stato apportato da Terzaghi sull'effettivo comportamento del terreno. Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, Terzaghi invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti. In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg\varphi_{rid} = 2/3 \times tg\varphi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma. Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di

pendenza i_j per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale. I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

Carico inclinato

$$q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$$

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza. La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$s_c = 1$ per fondazioni nastriformi

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$
$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$
$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$
$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$
$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$
$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$
$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$
$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$
$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

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

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece

riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B' / L') \cdot \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$s_\gamma = 0,7$ per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1)$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m+1}$$

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

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \text{ con } H/B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \text{ con } H/L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Meyerhof e Hanna (1978)

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità. Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perchè il terreno è generalmente non omogeneo con miscele di sabbia, limo e argilla in proporzioni diverse. Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno. Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa. In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per ($c = 0$) e si dimostrerà sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza B approfondita D in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se la distanza H non è sufficiente oppure in condizioni di carico eccezionali una parte di esso verrà trasferito oltre il livello mn . Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

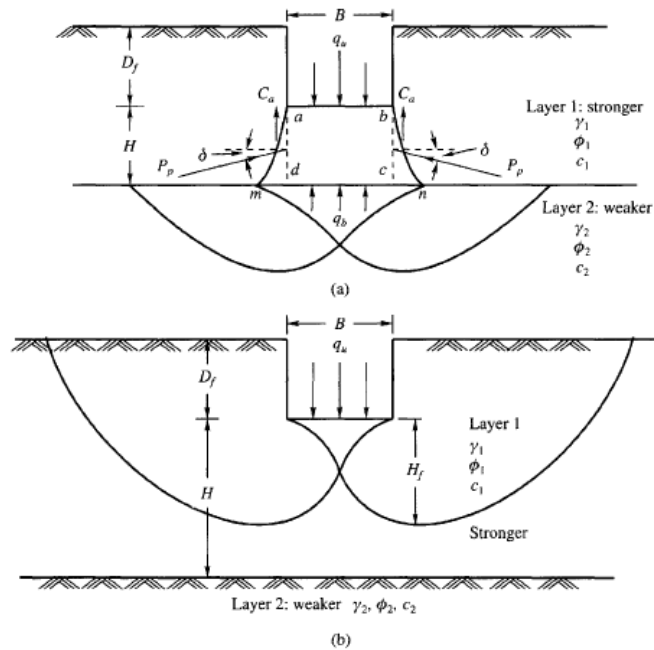


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

$N_{c1}, N_{\gamma1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio ϕ_1

$N_{c2}, N_{\gamma2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio ϕ_2

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza D_f rispetto al piano campagna e la distanza H è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Se q_1 è molto maggiore di q_2 e se la distanza H non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

q_b = carico limite nello strato 2

P_p = spinta passiva

C_a = adesione

δ = inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_p$$

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

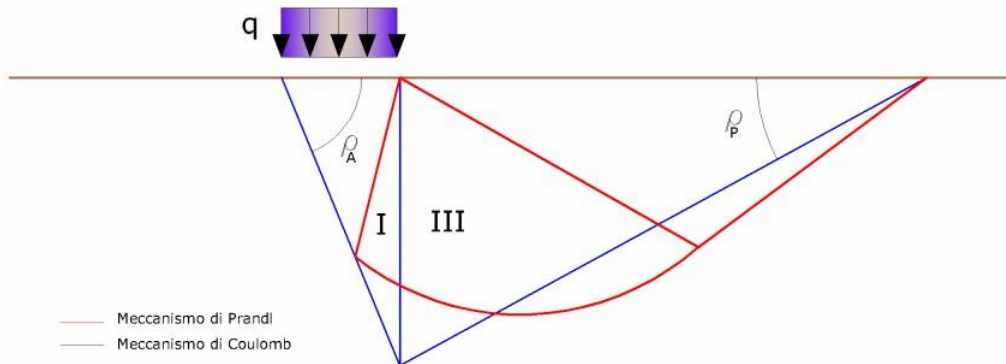
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli \$\rho_A\$ e \$\rho_P\$ che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva \$K_A\$ e \$K_P\$ in funzione dell'angolo di attrito interno \$\phi\$ del terreno e dell'angolo di attrito \$\delta\$ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_a e ρ_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

- $\phi = 30^\circ$ $\delta = 15^\circ$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476

0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

E_d -pressioni agenti alla base della fondazione

R_d -capacità portante di calcolo

γ_{RV} -coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

N_d -azione normale di progetto

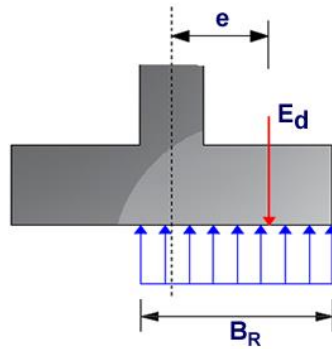
$A_{ef} = B_R \cdot L'$ -area ridotta

Fondazioni quadrate o rettangolari

L'area ridotta risulta $A_{ef}=B' \times L'$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa. Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $B_R=B-2e$.



Dove:

$e = N_d / M_d$ - eccentricità dei carichi

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2018** calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

β Coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} Accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g Accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_s S_T a_g$$

S_s (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_s \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni. Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$k_h = a_{gR} \gamma_I S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale k_v è definito in funzione di k_h , e vale:

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

5.6.2 Tabulato di Calcolo

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	1,0 m
Lunghezza fondazione	1,0 m
Profondità piano di posa	3,0 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,073
Effetto sismico secondo	NTC 2018

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria
25,0	17,6	19,53	30,0	0,0	0,45	6000,0	8000,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	1,8	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult] 1113,87 kN/m²

Resistenza di progetto [Rd] 484,29 kN/m²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] --

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 84264,94 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,07
Fattore forma [Sc]	1,61
Fattore profondità [Dc]	1,5
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,58
Fattore profondità [Dq]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2164,67 kN/m ²
Resistenza di progetto	941,16 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22,46
Fattore [Nc]	37,16
Fattore [Ng]	19,73
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1359,25 kN/m ²
Resistenza di progetto	590,98 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,67
Fattore forma [Sc]	1,6
Fattore profondità [Dc]	2,04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0

Fattore forma [Sq]	1,3
Fattore profondità [Dq]	1,52
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,3
Fattore profondità [Dg]	1,52
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====

Carico limite	2191,73 kN/m ²
Resistenza di progetto	952,93 kN/m ²

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	22,4
Fattore forma [Sc]	1,61
Fattore profondità [Dc]	1,38
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,58
Fattore profondità [Dq]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====

Carico limite	2203,39 kN/m ²
Resistenza di progetto	957,99 kN/m ²

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	20,09
Fattore forma [Sc]	1,53
Fattore profondità [Dc]	1,38
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0

Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,5
Fattore profondità [Dq]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2106,62 kN/m ²
Resistenza di progetto	915,92 kN/m ²

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	4,66

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14

Carico limite strato 2 (qb)	440,0 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	1113,87 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	5821,24 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0,93
Rapporto (q1/q2)	0,0

Carico limite	1113,87 kN/m ²
Resistenza di progetto	484,29 kN/m ²

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,07

Fattore forma [Sc]	1,61
Fattore profondità [Dc]	1,5
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,58
Fattore profondità [Dq]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====
Carico limite 2164,67 kN/m²
Resistenza di progetto 1202,59 kN/m²
=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22,46
Fattore [Nc]	37,16
Fattore [Ng]	19,73
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====
Carico limite 1359,25 kN/m²
Resistenza di progetto 755,14 kN/m²
=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,67
Fattore forma [Sc]	1,6
Fattore profondità [Dc]	2,04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,3
Fattore profondità [Dq]	1,52
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,3

Fattore profondità [Dg]	1,52
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2191,73 kN/m ²
Resistenza di progetto	1217,63 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	22,4
Fattore forma [Sc]	1,61
Fattore profondità [Dc]	1,38
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,58
Fattore profondità [Dq]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2203,39 kN/m ²
Resistenza di progetto	1224,1 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	20,09
Fattore forma [Sc]	1,53
Fattore profondità [Dc]	1,38
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,5
Fattore profondità [Dq]	1,36

Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2106,62 kN/m ²
Resistenza di progetto	1170,35 kN/m ²

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	4,66

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14

Carico limite strato 2 (qb)	440,0 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	1113,87 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	5821,24 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0,93
Rapporto (q1/q2)	0,0

Carico limite	1113,87 kN/m ²
Resistenza di progetto	618,82 kN/m ²

Pertanto il valore minimo della resistenza di progetto è quello relativo alla teoria di Meyerhof and Hanna (1978), ed è pari a

$$\text{Resistenza di progetto [Rd]} \quad \mathbf{484,29 \text{ kN/m}^2}$$

Di seguito si riportano le verifiche del carico limite degli elementi di fondazione del modello complessivo.

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	Rtz	Z _{p.cmp}	Z _{Fid}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]							[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Platea 1	2,16	16,60	10,60	180,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,224	0,484	NO	
Platea 2	2,72	5,60	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,178	0,484	NO	
Platea 3	2,01	5,60	1,20	180,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,240	0,484	NO	
Platea 4	2,18	5,60	1,20	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,222	0,484	NO	
Platea 5	2,97	30,47	1,80	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,163	0,484	NO	
Platea 6	2,21	5,60	1,20	180,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,219	0,484	NO	
Platea 7	1,67	5,60	1,20	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,291	0,484	NO	
Platea 8	2,10	5,60	1,20	180,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,230	0,484	NO	
Platea 9	2,90	30,45	1,80	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,167	0,484	NO	
Platea 10	3,02	5,60	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,160	0,484	NO	
Platea 11	2,10	5,60	1,20	180,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,231	0,484	NO	
Platea 12	7,98	20,96	1,50	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,061	0,484	NO	
Platea 13	1,86	4,85	1,50	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,261	0,484	NO	
Platea 14	1,61	4,85	1,20	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,300	0,484	NO	
Platea 15	1,60	4,85	1,20	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,302	0,484	NO	
Platea 16	1,85	4,85	1,20	180,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,262	0,484	NO	
Platea 17	2,47	4,85	1,80	180,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,196	0,484	NO	
Platea 18	1,72	5,60	1,20	180,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,281	0,484	NO	
Platea 19	2,00	5,60	1,20	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,242	0,484	NO	
Platea 20	4,88	33,10	1,80	180,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,099	0,484	NO	
Platea 21	4,26	33,10	3,00	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,114	0,484	NO	
Platea 22	3,02	16,60	10,60	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,160	0,484	NO	
Platea 23	4,27	5,60	1,20	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,113	0,484	NO	
Platea 24	4,34	5,61	1,20	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,111	0,484	NO	
Platea 25	3,94	5,22	1,20	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,123	0,484	NO	
Platea 26	3,79	20,95	1,51	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,128	0,484	NO	
Platea 27	5,90	4,85	1,50	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,082	0,484	NO	
Platea 28	4,84	4,85	1,20	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,100	0,484	NO	
Platea 29	4,53	4,85	1,20	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,107	0,484	NO	
Platea 30	4,13	4,85	1,20	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,117	0,484	NO	
Platea 31	10,29	4,85	1,80	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,047	0,484	NO	
Platea 32	4,12	5,60	1,20	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,118	0,484	NO	
Platea 33	4,00	4,80	1,20	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,121	0,484	NO	
Platea 34	4,32	5,60	1,20	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,112	0,484	NO	
Platea 35	3,78	5,60	1,20	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,128	0,484	NO	
Platea 36	4,34	5,60	1,20	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,111	0,484	NO	
Platea 37	4,39	5,60	1,20	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,110	0,484	NO	
Platea 38	5,78	5,60	1,50	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,084	0,484	NO	
Platea 39	5,71	5,61	1,50	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,085	0,484	NO	
Platea 40	4,30	5,60	1,20	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,113	0,484	NO	
Platea 41	4,23	5,60	1,20	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,115	0,484	NO	
Platea 42	5,04	5,60	1,80	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,096	0,484	NO	
Platea 43	4,94	5,22	1,80	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,098	0,484	NO	
Platea 44	2,62	30,45	2,97	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,184	0,484	NO	
Platea 45	2,19	5,60	1,20	180,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,221	0,484	NO	
Platea 46	1,89	5,60	1,20	180,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,256	0,484	NO	
Platea 47	2,17	5,60	1,20	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,223	0,484	NO	
Platea 48	2,09	5,60	1,20	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,231	0,484	NO	
Platea 49	1,28	5,60	1,20	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,379	0,484	NO	
Platea 50	3,03	24,44	24,40	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,160	0,484	NO	
Platea 51	2,11	9,93	9,90	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,229	0,484	NO	
Platea 52	1,47	5,60	1,20	179,95	-	-	-	-	-	-	-	-	0,330	0,484	NO	
Platea 53	5,42	33,11	1,80	179,98	-	-	-	-	-	-	-	-	0,089	0,484	NO	
Platea 54	4,28	5,60	1,20	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,113	0,484	NO	

LEGENDA:

- Id_{Fnd}** Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
- CS** Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
- L_{x/y}** 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.
- Z_{p.cmp}** Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p.cmp}	Z _{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]							[N/mm ²]	[N/mm ²]		

- Z_{Fld}** Profondità della falda dal piano campagna.
- Cmp T** Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
- C.** Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
- Terzaghi**
- Q_{Ed}** Carico di progetto sul terreno.
- Q_{Rd}** Resistenza di progetto del terreno.
- R_f** [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.