

**ISTITUTO AUTONOMO PER LE CASE POPOLARI
DELLA PROVINCIA DI PALERMO
COMUNE DI PALERMO**

**Realizzazione di n. 15 alloggi da destinare a edilizia residenziale - isolato 2c-2d –
all’Albergheria nel centro storico del comune di Palermo**

RELAZIONE GEOTECNICA

Il Geotecnico

L’Impresa

Il Responsabile Unico del Procedimento

PREMESSA

La presente relazione riguarda i lavori di realizzazione di n.15 alloggi di edilizia residenziale pubblica distribuiti su due distinte palazzine nel quartiere Albergheria nel Centro Storico di Palermo, il cui progetto definitivo è stato approvato dall'Istituto Autonomo per le Case Popolari della provincia di Palermo con Determinazione Dirigenziale n.766 del 3/08/2017

L'area odierna dell'originario isolato 2C all'Albergheria è delimitata da Vicolo G. Terzo a Nord, da Vicolo Placido Viola ad Ovest e dall'articolato Vicolo G. Quartararo a Sud-Est . Si tratta di un isolato a pianta leggermente trapezoidale, con lato a Est (V.lo Quartararo) avente uno sviluppo di circa 14,50 mt ed i rimanenti lati con uno sviluppo di circa 18,00 mt ciascuno.

L'area dell'isolato 2D, contigua al 2C, è delimitato da Vicolo G. Quartararo ad Ovest e a Nord dalla Salita F.Spianato ad Est, mentre risulta attestato a Sud con un recente intervento di ricostruzione. Si tratta di un isolato a pianta rettangolare , con il lato a Nord su Vicolo G. Quartararo con sviluppo di circa 13,50 mt e con i lati ad Est e ad Ovest con uno sviluppo rispettivo di 28,00 e 25,00 mt.

Allo stato attuale l'area dei due isolati si presenta oggi libera da qualsiasi manufatto architettonico a meno di un tratto murario di confine con il retro dell'attuale sede della Questura di Palermo, relegata oggi abusivamente a parcheggio improvvisato e recintato con opere murarie , ad opera di ignoti, sui restanti lati.

Il progetto architettonico rielaborato ha avuto il benestare della conferenza dei Servizi da parte del Comune di Palermo, ASP 6 Palermo, Sovrintendenza BB.CC.AA. in apposita Conferenza dei Servizi ex art.5 della L.R.2011.

Detto progetto prevede la riedificazione delle due palazzine denominate Isolato 2c ed Isolato 2d secondo le volumetrie indicate nel P.P.E. del Centro storico del Comune di Palermo nella seguente maniera:

Isolato 2 c – palazzina a due elevazioni fuori terra e copertura prevalentemente a falde contenente cinque alloggi ;

Isolato 2d – palazzina a tre elevazioni fuori terra e quarta parziale oltre copertura prevalentemente a falde contenente dieci alloggi.

L'area interessata è stata oggetto di studio per conto dell'Istituto Autonomo per le Case popolari della provincia di Palermo da parte del consulente Geologo Dott.Domenico Pagano nel 1999 in occasione dei lavori di recupero edilizio di diversi immobili tra cui l'oggetto della presente,

ubicati a Palermo nell'isolato 2 e denominati lotti a, b, c, d il quale ha fatto eseguire diverse indagini geognostiche. Ai fini del presente studio vengono utilizzate le suddette prove .

Pertanto sono stati tenuti nella redazione della presente in debita considerazione le risultanze ed i dati geotecnici desunti dalle indagini dirette e di laboratorio e riportati nella sopradetta relazione geologico-tecnica del Dott.Pagano.

Pertanto la presente costituisce sulla scorta di quei dati relazione geotecnica aggiornata alle norme tecniche sulle costruzioni emanate col D.M.14/01/2008.

Pertanto, in seguito all'incarico ricevuto, il sottoscritto ha proceduto ad effettuare la ricognizione dell'area, la scelta del tipo di fondazione, l'indicazione del piano di posa delle stesse, la verifica alla rottura del terreno di fondazione allo stato limite ultimo, sulla scorta delle indagini precedentemente effettuate e sopramenzionate, i cui relativi risultati sono stati quivi esposti, elaborati, ed utilizzati per il presente studio.

Non si è ritenuto necessario esperire ulteriori indagini dato che trattasi oltre quelle fatte effettuare dal dott.Pagano nel 1999 e riportate nella suddetta relazione geologico - tecnica in quanto si ritengono queste ultime esaustive alla luce anche della normativa del D.M.14/01/2008 e della Circolare n.619 del 2/02/2009, e pertanto si basa la progettazione sull'esperienza e su dette conoscenze disponibili.

MORFOLOGIA

L'area in oggetto è ubicata nel centro storico di Palermo, nel quartiere della Albergheria in una zona poco acclive. Anticamente la zona era interessata dalla depressione del fiume Kemonia poi ricolmato in parte da oltre cinquecento anni (nella zona di impost aedifici per circa cinque metri), nuovamente ricolmato per la parte residua ed inalveato in sotterraneo con collettore a seguito di bonifica dell'area dopo il cinquecento e per la parte su cui insisteranno i realizzandi edifici per ulteriori circa tre metri.

Dalla cartografia disponibile presso l'Assessorato Regionale al Territorio e Ambiente, aggiornata al D.A.R.T.A. del marzo 2007, l'area in esame è classificata a rischio idraulico medio - R2 ed a pericolosità idraulica moderata - P1.

Non si notano nell'area fenomeni franosi, dissesti nel sottosuolo.

INDAGINI IN SITU – INDAGINI DI LABORATORIO – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Ai fini del presente studio sono utilizzabili le prove di seguito riportate fatte eseguire dal dott. Domenico Pagano nel 1999 e riportate nella propria relazione geologico-tecnica:

- 2 sondaggi meccanici a rotazione, a carotaggio continuo, indicati con le sigle S1 – S2;
- 1 prova penetrometrica dinamica SPT;
- indagini sismica downhole in 1 perforazione di sondaggio;
- 47 prove penetrometriche del tipo SPT;
- risultanze dei rilevamenti in 2 piezometri;
- 1 prova di taglio diretto;
- 4 determinazioni del contenuto d'acqua;
- 1 determinazione del peso d'unità di volume;
- 11 determinazioni del peso specifico dei grani;
- 11 determinazioni della granulometria.

E' stato effettuato un sondaggio denominato S1 spinto a 30 m di profondità in Salita delle Balate, angolo via Porta di Castro a circa 30 m di distanza dall'isolato 2c, più altro sondaggio denominato S2 spinto a 15 m di profondità in Cortile Terzo a meno di dieci metri dallo spigolo dell'area dell'isolato 2c

Dal sondaggio S1 si evince più superficialmente uno strato di spessore di 7,50 m di materiale di riporto e poi scendendo uno strato di 2,50 di ghiaie e sabbie debolmente limose, scendendo più in profondità alternanze di limi sabbiosi alternati a sabbie debolmente limose come si evince dalla colonna stratigrafica riportata nella relazione del Dott. Pagano.

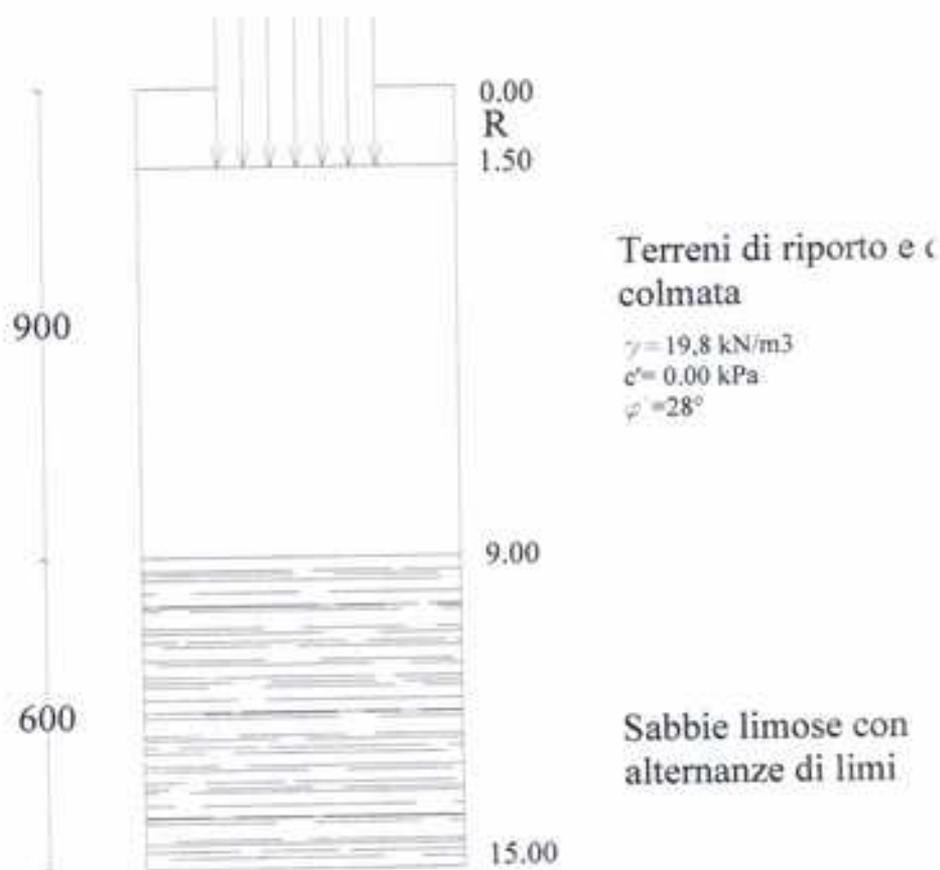
Dal sondaggio S2 si evince più superficialmente uno strato di 9 m di materiale di riporto, e scendendo più in profondità strati di sabbie debolmente limose, limi , sabbie e

noduli calcarenitici, sabbie limose come si evince dalla colonna stratigrafica riportata nella relazione del Dott.Pagano.

Il valore delle caratteristiche geomeccaniche del livello d'imposta delle fondazioni delle due palazzine viene ricavato dai parametri desunti nel sondaggio S2 fatto eseguire dal Dott.Pagano in Cortile Terzo a meno di dieci metri dallo spigolo dell'area dell'isolato 2c per cui da campione prelevato alla profondità di 1,50 m, si ricava un valore dell'angolo d'attrito interno $\phi' = 28^\circ$ $c' = 0$ kg/cmq, $\gamma = 1980$ kg/mc

Pertanto, con l'ausilio della stratigrafia del sondaggio S2 e delle risultanze delle prove geotecniche di laboratorio, la caratterizzazione geotecnica del sito d'impianto viene assunta come riportata nella seguente figura:

Modello geotecnico di riferimento



Per quanto riguarda il calcolo della costante k di Winkler del sottofondo, la stessa viene determinata utilizzando la seguente formula (Viggiani)

$$k = k_1 \cdot ((B+b) / 2B)^2$$

dove

B = larghezza fondazione nastriforme

b = 30 cm larghezza piastra di carico

k_1 = coefficiente che dipende dalle caratteristiche del terreno di fondazione

Per terreni incoerenti si riscontrano in Viggiani – Fondazioni – Hevelius Edizioni, i seguenti valori in N/cm^3 :

Tipo di sabbia		Stato di addensamento		
		Sciolto	Medio	Denso
Campo		7 – 20	20 – 100	100 – 350
non satura	valore consigliato	15	50	175
satura	valore consigliato	10	30	110

Pertanto utilizzando il valore $k_1 = 30 N/cm^3$ ovvero $3 kg/cm^3$ per sabbie mediamente addensate sature, riesce per $B= 100 cm$ $k = 1,25 kg/cm^3$ e per $B = 205 cm$ $k = 0,99 kg/cm^3$.

Pertanto, data la poca sensibilità in termini di caratteristiche di sollecitazione alle variazioni di k , si assume nel calcolo delle travi di fondazione il valore $k = 1 kg/cm^3$.

Caratterizzazione sismica

La caratterizzazione sismica del sito viene eseguita sia sulla base delle prove SPT fatte effettuare da Pagano nel sondaggio S1 in Salita delle Balate, angolo via Porta di Castro a circa 30 m di distanza dall'isolato 2c, sia i risultati della prova down hole eseguita in detto sondaggio S1 nel 1999.

Dai risultati delle prova SPT nel sondaggio S1 risultano i seguenti valori:

Sondaggio S1

Materiale	Profondità	Nspt
Materiale di riporto - sabbie marroni tendenti al giallastro con inclusi extraclasti	6,00 - 6,45	18
Limi sabbiosi	11,00 - 11,45	27
Ciottolini, breccie e ghiaie in matrice limo-sabbiosa	17,00 - 17,45	35
Sabbie debolmente limose	23,00 - 23,45	20
Limi grigi a componenete sabbiosa con rari ciottoli	28,00 - 28,45	31

Dalla prova down hole fatta eseguire dal dott.Pagano nel sondaggio S1 sito in salita delle Balate, angolo via Porta di Castro a circa trenta metri dall'area d'intervento, risultano i seguenti valori:

Prova Down Hole - Sondagg io S1	vp	vs
z [m]	[m/s]	[m/s]
2	560	230
3	1070	200
5	3100	350
8	1590	120
11	790	200
13	520	?
16	790	?
18,5	1200	?
22	250	?

Riesce pertanto per più strati

$$V_{s30} = 30 / \sum (h_i / v_{si})$$

Pertanto, attesa la scarsa capacità di condurre le onde S in profondità, delle terre sciolte di sotto del livello di riporto, in base al punto 3.2 delle Norme tecniche sulle costruzioni di cui al D.M.14/01/2008, essendo $V_{s30} < 180$ m/s, sebbene il parametro Nspt nei primi 30 m di profondità assume valori compresi tra 15 e 50, il sottosuolo può

classificarsi prudenzialmente di categoria "D" ai fini delle azioni sismiche.

Essendo inoltre la zona subpianeggiante, andrà utilizzato il coefficiente di amplificazione topografico relativo alla categoria T1, pari ad 1,00, mentre il coefficiente di amplificazione stratigrafico andrà calcolato con l'espressione di normativa relativa al suolo D.

Acqua nel sottosuolo

Nella installazione piezometrica del sondaggio S2 è stato rinvenuto il pelo libero della falda a profondità di 6,40 m dal piano campagna.

Gli strati più superficiali presentano un grado di saturazione prossimo al 100%.

SCELTA DEL TIPO DI FONDAZIONE

Si ritiene che i cedimenti di consolidazione dello strato di riporto si siano sviluppati per la maggior parte nei secoli scorsi, dato che l'area d'intervento era occupata da due edifici ognuno di peso all'incirca uguale a quello attuale, fondati su blocchi di muratura calcarenitica, ed attesa la presenza di prospicienti edifici in muratura portante a tre e quattro elevazioni fuori terra di epoca almeno ottocentesca che non presentano nei prospetti lesioni diagonali da cedimenti differenziali, tuttavia non si esclude la possibilità che si sviluppino dei cedimenti residui.

Pertanto, date le caratteristiche dei terreni, ci si orienta su una soluzione fondale superficiale di dimensioni tali da contenere significativamente le tensioni sullo strato di riporto, in modo da contenere gli eventuali cedimenti residui di consolidazione entro limiti tollerabili (qualche mm) con la struttura in elevazione, pertanto si opta per un reticolo di travi di fondazione in c.a. opportunamente armate ed attestata sullo strato di riporto a profondità non interessata dal pelo libero della falda, con larghezza delle ali tale da diminuire significativamente le tensioni scaricate nell'immediato sottosuolo a valori

opportunamente limitati e ben al di sotto del carico limite atteso del complesso fondazione-terreno.

CALCOLO PORTANZA FONDAZIONE

CARICO LIMITE DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE

(portanza)

ROTTURA GENERALE

Carico limite: il carico oltre il quale si verifica la rottura del terreno di posa delle fondazioni

Caso delle travi rovesce (fondazione nastriforme)

Consideriamo una trave di fondazione di larghezza B , con un piano di posa alla profondità D , dal piano di calpestio o dal piano di campagna, detta c la coesione del terreno e ϕ l'angolo d'attrito del terreno del piano di posa

risulta (TERZAGHI)

$$1) q_{lim} = Nq \gamma_1 x D + Nc x c + N \gamma x \gamma x B/2$$

ove

γ = peso specifico del terreno sotto il piano di posa

γ_1 = " " sopra " "

D = profondità del piano di posa

B = larghezza della fondazione

c = coesione del terreno di posa

ove

il primo termine rappresenta l'effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione

il secondo termine rappresenta il contributo delle forze di coesione

il terzo termine il contributo delle forze d'attrito

Le ipotesi assunte da Terzaghi sono:

- fondazione nastriforme
- attrito tra terreno e fondazione
- carico baricentrico
- piano di posa e piano di campagna sono orizzontali
- terreno omogeneo
- deformazione piana
- rottura generale

In molti testi di geotecnica è riportato il diagramma dal quale si possono desumere valori di $Nc, Nq, N\phi$

Mentre i valori di $Nc, Nq, N\phi$ sono ottenuti con le seguenti espressioni

$$Nq = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\gamma \cdot D \cdot \tan \phi')}$$

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

$$N\gamma = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan\phi'$$

NORME TECNICHE 2008

D.M. 14/01/2008 NTC

Vengono introdotti n.2 APPROCCI

APPROCCIO 1: COMBINAZIONE 1: (A1+M1+R1)

COMBINAZIONE 2: (A2+M2+R2)

APPROCCIO 2: COMBINAZIONE: (A1+M1+R3)

TABELLA 6.2.I. NTC

Si considerano i casi più sfavorevoli

I CARICHI VERTICALI ED I MOMENTI sono maggiorati (A1) "coefficienti gammaeffe" γ_f
PERMANENTI $\times 1.3$

PERMANENTI NON STRUTTURALI $\times 1.5$

VARIABILI $\times 1.5$

I CARICHI VERTICALI ED I MOMENTI sono maggiorati (A2) "coefficienti gammaeffe" γ_f
PERMANENTI $\times 1$

PERMANENTI NON STRUTTURALI $\times 1.3$

VARIABILI $\times 1.3$

TABELLA 6.2.II NTC

Tangente dell'angolo d'attrito diviso 1 (M1) "coefficienti gammaemme" γ_m

Coesione diviso 1 (M1)

Tangente dell'angolo d'attrito diviso 1.25 (M2)

Coesione diviso 1.25 (M2)

TABELLA 6.4.I NTC

Capacità portante diviso 1.0 (R1) "coefficienti gammaerre" γ_r

(portanza) diviso 1.8 (R2)

diviso 2.3 (R3)

la formula precedente (1) ,a proposito della tangente e cotangente e della coesione
viene modificata con i valori della **TABELLA 6.2.II**

Con l'introduzione di questi coefficienti ,le azioni sono aumentate e la portanza è
diminuita.ovviamente a vantaggio della sicurezza

$E_d \leq R_d$

Nel calcolo del carico limite viene posto il livello della falda acquifera al livello riscontrato nel
sondaggio e cioè a 6,40 m di profondità dal piano campagna.

In allegato è riportata la verifica della portanza superficiale condotta in termini di tensioni
efficaci per la combinazione dei carichi più sfavorevole.

CALCOLO CARICHI TRAVE DI FONDAZIONE

Il peso distribuito per unità di lunghezza della trave di fondazione più caricata è

così calcolato:

Albergheria Isolato 2c

Carichi su terreno fondazione

	H	B	L	peso specifico	q areico	Q
	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m]
Massetto	0,10	1,80	1,00	24,00		4,32
Trave fondazione	0,85	0,60	1,00	25,00		12,75
	0,35	1,60	1,00	25,00		14,00
Muri prima elevazione	3,14	0,38	1,00	8,50		10,14
cordolo primo piano	0,30	0,38	1,00	25,00		2,85
Solaio piano primo		1,00	3,90		7,46	29,09
Muri seconda elevazione	2,94	0,38	1,00	8,50		9,50
cordolo secondo piano	0,30	0,38	1,00	25,00		2,85
Solaio piano secondo		1,00	3,90		7,46	29,09
Muri terza elevazione	1,70	0,38	1,00	8,50		5,49
cordolo tetto	0,30	0,38	1,00	25,00		2,85
Tetto		1,00	4,50		1,65	7,43
Intonaco	6,00	0,04	1,00	22,00		5,28
TOTALE						135,64

Albergheria Isolato 2d

Carichi su terreno fondazione

	H	B	L	peso specifico	q areico	Q
	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m]
Massetto	0,10	2,15	1,00	24,00		5,16
Trave fondazione	0,85	0,65	1,00	25,00		13,81
	0,35	2,05	1,00	25,00		17,94
Muri prima elevazione	3,14	0,45	1,00	8,50		12,01

cordolo primo piano	0,30	0,45	1,00	25,00		3,38
Solaio piano primo		1,00	4,50		7,46	33,57
Muri seconda elevazione	2,94	0,45	1,00	8,50		11,25
cordolo secondo piano	0,30	0,45	1,00	25,00		3,38
Solaio piano secondo		1,00	4,50		7,46	33,57
Muri terza elevazione	2,94	0,45	1,00	8,50		11,25
cordolo terzo piano	0,30	0,45	1,00	25,00		3,38
Solaio sottotetto		1,00	4,50		7,46	33,57
Muri quarta elevazione	1,70	0,38	1,00	8,50		5,49
cordolo tetto	0,30	0,38	1,00	25,00		2,85
Tetto		1,00	4,50		1,65	7,43
Intonaco	9,00	0,04	1,00	22,00		7,92
TOTALE						205,93

CONCLUSIONI

Dai risultati delle indagini in situ e di laboratorio a suo tempo svolte dall'allora consulente geologo Dott. Domenico Pagano nel quartiere dell'Albergheria a Palermo e segnatamente nell'area d'intervento dell'Isolato 2, si è evidenziato un consistente spessore del materiale di riporto di epoca remota sopra i livelli limosi e sabbiosi.

La fondazione dei realizzandi edifici deve essere realizzata tramite reticolo di travi fondazione in c.a. opportunamente armata posata sul materiale di riporto addensato a profondità non interessata dal pelo libero della falda, di sezioni tali da limitare convenientemente le tensioni scaricate sul sottosuolo.

Per l'edificio 2c le travi di fondazione interne presenteranno larghezza $B = 1,60$ m, mentre per l'edificio 2 d larghezza $B = 2,05$ m.

Dai calcoli effettuati nella presente relazione, si evince che le tensioni trasmesse dalle travi di fondazione più caricate al sottosuolo sono comprese tra 1,1 ed 1,3 kg/cmq, abbondantemente inferiori alla portanza valutata in termini di tensioni efficaci tramite

Terzaghi in 3,2 kg/cmq.

Il livello di piano rialzato, essendo l'area a rischio di allagamento, dovrà essere posto 20 cm sopra il piano stradale, più alta del tirante idrico calcolato dal Geologo Dott.Di Menza Funzionario di quest'Istituto nella propria relazione geologica.

IL CONSULENTE GEOTECNICO

Allegato

Verifica carico limite fondazioni edificio 2c

Allegato

Verifica carico limite fondazioni edificio 2d

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

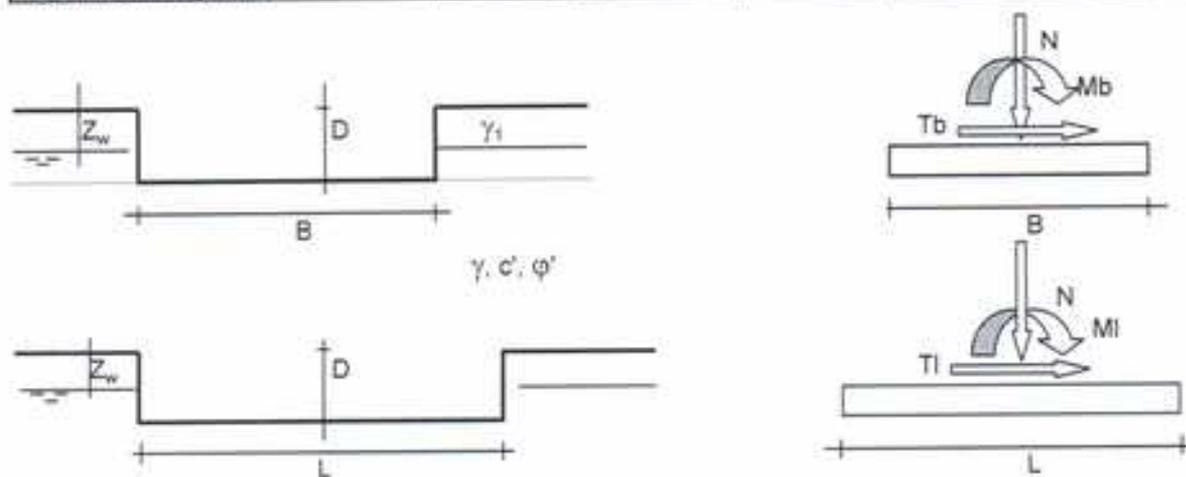
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali				resistenze	
			azioni		proprietà del terreno		q_{lim}	scorr.
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'		
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	●	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili		○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista		○	1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,00



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 1,60 (m)
L = 100,00 (m)
D = 1,50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	135,64		176,33
Mb [kNm]	0,00		0,00
Ml [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	0,00		0,00
Tl [kN]	0,00		0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_t = 19,80 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19,80 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 28,00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 28,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 6,40 \quad (\text{m})$$

$$e_{\text{gl}} = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$e_{\text{cl}} = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1,60 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 29,70 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19,80 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 14,72$$

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

$$N_c = 25,80$$

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

$$N_\gamma = 16,72$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

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

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

$$m = 2,00 \quad (-)$$

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

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

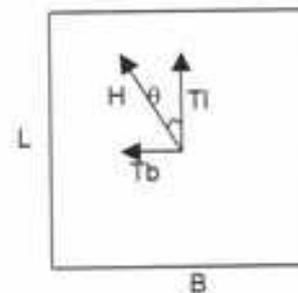
$$i_q = 1,00$$

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

$$i_c = 1,00$$

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

$$i_\gamma = 1,00$$



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

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

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

$$d_c = 1,29$$

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

$$d_c = 1,32$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_r \tan \varphi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0,00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_r = b_q$$

$$b_r = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0,00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_r = g_q$$

$$g_r = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 731,28 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 110,21 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 317,95 \geq q = 110,21 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 0,00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B \cdot L^*$$

$$S_d = 93,76 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 85,24 \geq H_d = 0,00 \quad (\text{kN})$$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_y \cdot s_y \cdot d_y \cdot i_y \cdot b_y \cdot g_y$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

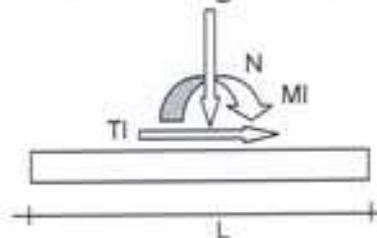
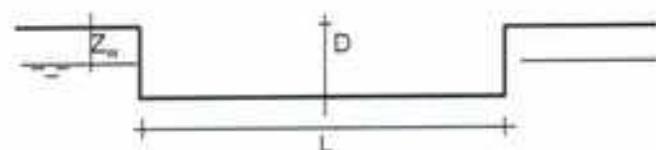
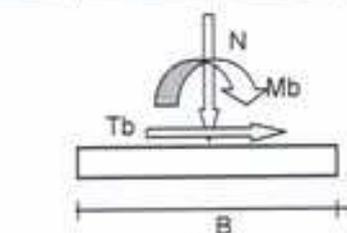
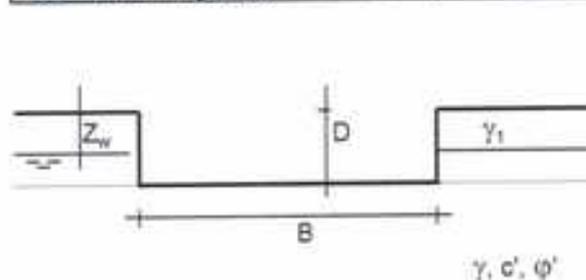
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

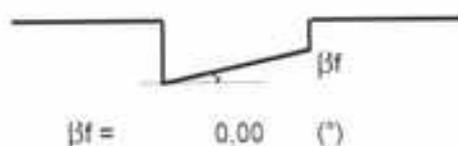
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali				resistenze	
			azioni		proprietà del terreno		q_{lim}	scorr
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'			
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	⊙	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00	
Definiti dal Progettista	○	1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,00	



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 2,15 (m)
L = 100,00 (m)
D = 1,50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	205,93		267,71
Mb [kNm]	0,00		0,00
Ml [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	0,00		0,00
Tl [kN]	0,00		0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19,80 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19,80 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 28,00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c^* = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi^* = 28,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 6,40 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 2,15 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 29,70 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19,80 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 14,72$$

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

$$N_c = 25,80$$

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

$$N_\gamma = 16,72$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

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

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 0,00$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (*)$$

$$m_\gamma = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 0,00$$

$$m = 2,00 \quad (-)$$

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

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

$$i_q = 1,00$$

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

$$i_c = 1,00$$

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

$$i_\gamma = 1,00$$

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

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

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

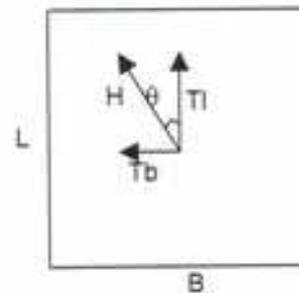
$$d_q = 1,29$$

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

$$d_c = 1,32$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$



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

$$b_q = (1 - \beta_1 \tan \varphi')^2 \quad \beta_1 + \beta_p = 0,00 \quad \beta_1 + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_r = b_q$$

$$b_r = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_1 + \beta_p = 0,00 \quad \beta_1 + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_r = g_q$$

$$g_r = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 731,28 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 124,52 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 317,95 \geq q = 124,52 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 0,00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 142,34 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 129,4 \geq H_d = 0,00 \quad (\text{kN})$$