



# COMUNE DI CAPACCIO PAESTUM

(Provincia di Salerno)

## "REALIZZAZIONE DI UN ASILO NIDO PUBBLICO NELL'AMBITO DEL SISTEMA INTEGRATO REGIONALE DI EDUCAZIONE E DI ISTRUZIONE" - "INTERVENTO TIPO A"

AVVISO PUBBLICO PER LA PRESENTAZIONE DELLE MANIFESTAZIONI DI INTERESSE PER IL FINANZIAMENTO DI NIDI E MICRONIDI: INTERVENTI DI REALIZZAZIONE, RISTRUTTURAZIONE, ADEGUAMENTO, AMMODERNAMENTO E QUALIFICAZIONE DI STRUTTURE/SERVIZI EDUCATIVI NELL'AMBITO DEL SISTEMA INTEGRATO REGIONALE DI EDUCAZIONE E DI ISTRUZIONE. ASSE 8 - OBIETTIVO SPECIFICO 9.3 - AZIONE 9.3.1 DEL POR CAMPANIA FESR 2014/2020 E OBIETTIVI DI SERVIZIO - FSC. FONDO DI CUI ALLA L.R. N. 3 DEL 20 GENNAIO 2017.

## "PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO"

### STRUTTURE

- 33. Relazione di Calcolo Strutturale
- 34. Relazione Geotecnica sulle Fondazioni
- 35. Relazione di Calcolo Solai di Copertura in Legno
- 36. Relazione sulla qualità e dosatura dei materiali
- 37. Piano di Manutenzione delle opere strutturali
- 38. Pianta Fili Fissi
- 39. Pianta Fondazione
- 40. Carpenteria Impalcato
- 41. Carpenteria zona cisterna
- 42. Armatura travi di fondazione
- 43. Distinta armatura travi di fondazione
- 44. Distinta armatura travi Impalcato
- 45. Distinta Abaco Pilastri

IL R.U.P.



IL PROGETTISTA

**Comune di Capaccio Paestum  
Provincia di Salerno**

**RELAZIONE GEOTECNICA E  
SULLE FONDAZIONI**

**OGGETTO:** "REALIZZAZIONE DI UN NUOVO ASILO NIDO PUBBLICO NELL'AMBITO DEL SISTEMA INTEGRATO REGIONALE DI EDUCAZIONE E DI ISTRUZIONE" - "INTERVENTO TIPO A"

**COMMITTENTE:** Comune di Capaccio Paestum

Capaccio Paestum, Aprile 2018

Il Progettista



Il Direttore dei Lavori

Il Collaudatore

(.....)

(.....)

## **ESPLICITO RIFERIMENTO ALLA RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA ED ALLE SCHEMATIZZAZIONE DEL TERRENO IVI RIPORTATE**

Dopo avere preso visione della relazione geologica redatta dal geologo e le prescrizioni relative alle fondazioni riguardano i problemi connessi alla valutazione delle sollecitazioni sul terreno e sulle strutture di fondazione dovute alla presenza di azioni statiche e sismiche derivanti dalla relazione geotecnica. Relativamente al terreno di fondazione le norme sismiche fanno direttamente riferimento alla normativa geotecnica vigente, e cioè ai metodi ed alle verifiche di stabilità contenuti nel D.M. 17.01.2018. Per quanto riguarda la valutazione dei carichi massimi, il D.M. 17.01.2018 prescrive che essi vengano valutati ricorrendo ai metodi dell'analisi limite ed ai relativi meccanismi di rottura. Riguardo alla progettazione delle opere di fondazione nei confronti delle azioni sismiche si ricorda che essa può essere condotta o in maniera rigorosa con l'ausilio dei metodi di tipo dinamico, o in modo approssimato con l'impiego di metodi di tipo pseudo-statico o "quasi" statico. Per quanto riguarda i metodi di tipo pseudo-statico, si assume che durante un terremoto le opere di fondazione siano soggette ad un carico eccentrico ed inclinato. L'eccentricità deriva dal momento di trasporto delle forze d'inerzia orizzontali dagli elementi strutturali, dove si manifestano, al livello della fondazione; l'inclinazione del carico viene valutata componendo la forza peso con l'aliquota di esso applicata staticamente in senso orizzontale, calcolata sulla base del coefficiente sismico, convenzionale della zona su cui sorge la fondazione. In definitiva, nei metodi di tipo pseudo-statico, valutate le forze esterne, il calcolo sismico delle fondazioni si riduce alla verifica della capacità portante per carichi inclinati ed eccentrici.

## **DESCRIZIONE DETTAGLIATA DELLE OPERE DI FONDAZIONI**

Riguardo ai criteri di progetto delle fondazioni dirette, la normativa geotecnica vigente prescrive che il comportamento di tali strutture deve essere verificato, tanto nei suoi elementi quanto nel suo complesso, rispetto alla sicurezza ed alla funzionalità dell'opera. A tal fine è necessario determinare il carico limite del complesso fondazione-terreno ed i cedimenti totali e differenziali indotti dal carico trasferito dalla fondazione al terreno medesimo. Per il dimensionamento dell'elemento strutturale di fondazione e per le relative verifiche di resistenza si è tenuto conto delle reazioni indotte nel terreno dal carico trasferito dalla fondazione stessa, considerando le eventuali sotto spinte dovute alla presenza di falde e/o di sovraccarichi direttamente applicati sul terreno. Le reazioni indotte dalla struttura sul terreno dipendono in realtà dal fenomeno di interazione terreno-struttura, che condiziona sia la valutazione dei cedimenti della fondazione sotto i carichi di esercizio, sia le verifiche di stabilità

necessarie per definire la tensione ammissibile sul terreno di fondazione. Nel D.M. 14.01.08, in aggiunta a quanto previsto dalla normativa geotecnica vigente, si sottolinea l'importante funzione che le strutture di fondazione devono svolgere nell'assorbire gli spostamenti orizzontali relativi indotti dalla propagazione nel terreno delle onde sismiche. Ciò può essere realizzato o mediante l'adozione di collegamenti tra i vari elementi che compongono la fondazione, che impedendo o riducendo gli spostamenti relativi, garantendo una ridotta entità delle sollecitazioni sulla struttura in elevazione, oppure verificando le strutture, sia di fondazione che in elevazione, in presenza degli spostamenti orizzontali attesi.

### Eventuali opere accessorie

Le opere accessorie previste per il sistema di fondazione in conformità a quanto stabilito dalla relazione geologica, si riassumono nella messa in opera di opportuni drenaggi e della adeguata sistemazione delle pendenze del terreno circostante l'abitazione.

### Congruenza della relazione progettuale con i disegni esecutivi

Dalla seguente relazione e dalla relazione geotecnica nel calcolo si è optati per fondazioni dirette del tipo "a plinti" collegati con travi di collegamento, dalla Tav.1 si desume la congruenza della scelta progettuale e del conseguente dimensionamento delle opere di fondazione.

## VERIFICA AGLI SLU GEOTECNICA CONSIDERANDO ANCHE GLI EFFETTI DELLE AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI:

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

**C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti]**, basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio ( $V_{S30}$ ) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test ( $N_{SPT}$ ) e/o della resistenza non drenata equivalente ( $c_{u,30}$ ). Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei successivi paragrafi.

### DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica											
Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir <sub>tmp</sub>	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											
0	25	B	ca	X Y	[T + C] [T + C]	S	N	C	NO	NO	5

#### LEGENDA:

- Ang** Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
- NV** Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
- CD** Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Bassa - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
- MP** Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
- Dir** Direzione del sisma.
- TS** Tipologia della struttura:

Dati generali analisi sismica											
Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir <sub>tmp</sub>	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											
<p>Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti - [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano;</p> <p>Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano;</p> <p>Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.</p> <p><b>EcA</b> Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.</p> <p><b>Ir<sub>tmp</sub></b> Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.</p> <p><b>C.S.T.</b> Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m - [S1] = Depositi di terreni caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> inferiori a 100 m/s (ovvero <math>10 &lt; c_{u,30} &lt; 20</math> kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche - [S2] = Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.</p> <p><b>RP</b> Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.</p> <p><b>RH</b> Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.</p> <p><b>ξ</b> Coefficiente viscoso equivalente.</p> <p><b>NOTE</b> [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.</p>											

## PROBLEMI GEOTECNICI E SCELTE TIPOLOGICHE

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione.

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

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- fondazioni dirette in c.c.a.

## MODELLI GEOTECNICI DI SOTTOSUOLO E METODO DI ANALISI

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

### Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

## DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica											
Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir <sub>tmp</sub>	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											
0	25	B	ca	X Y	[T + C] [T + C]	S	N	C	NO	NO	5

### LEGENDA:

- Ang** Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
- NV** Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
- CD** Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Bassa - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
- MP** Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
- Dir** Direzione del sisma.
- TS** Tipologia della struttura:  
Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti - [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano;  
Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano;  
Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.
- EcA** Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
- Ir<sub>tmp</sub>** Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.
- C.S.T.** Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m - [S1] = Depositati di terreni caratterizzati da valori di  $V_{s,30}$  inferiori a 100 m/s (ovvero  $10 < c_{u,30} < 20$  kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche - [S2] = Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.
- RP** Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- RH** Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- ξ** Coefficiente viscoso equivalente.
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

## DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI STRUTTURA

Fattori di struttura					
Dir	q	q <sub>0</sub>	k <sub>R</sub>	α <sub>u</sub> /α <sub>1</sub>	K <sub>w</sub>
X	2,760	3,45	0,8	1,15	-
Y	2,760	3,45	0,8	1,15	-
Z	1,500	-	-	-	-

### LEGENDA:

- q** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di struttura).
- q<sub>0</sub>** Valore di base (comprensivo di K<sub>w</sub>).
- k<sub>R</sub>** Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza.
- α<sub>u</sub>/α<sub>1</sub>** Rapporto di sovrarresistenza.
- K<sub>w</sub>** Fattore di riduzione di q<sub>0</sub>.

Stato Limite	T <sub>r</sub>	a <sub>g</sub> /g	Amplif. Stratigrafica		F <sub>0</sub>	T <sup>*</sup> <sub>c</sub>	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
			S <sub>s</sub>	C <sub>c</sub>					
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0369	1,500	1,598	2,449	0,280	0,149	0,447	1,748
SLD	50	0,0462	1,500	1,514	2,449	0,330	0,167	0,500	1,785
SLV	475	0,1107	1,500	1,364	2,570	0,453	0,206	0,618	2,043
SLC	975	0,1404	1,479	1,338	2,622	0,480	0,214	0,642	2,162

### LEGENDA:

- T<sub>r</sub>** Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.
- a<sub>g</sub>/g** Coefficiente di accelerazione al suolo.
- S<sub>s</sub>** Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.
- C<sub>c</sub>** Coefficienti di Amplificazione di T<sub>c</sub> allo SLO/SLD/SLV/SLC.
- F<sub>0</sub>** Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T<sup>\*</sup><sub>c</sub>** Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T<sub>B</sub>** Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.

Stato Limite	$T_r$	$a_g/g$	Amplif. Stratigrafica $S_s$ $C_c$		$F_0$	$T^*_c$	$T_B$	$T_c$	$T_D$
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]
$T_c$	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.								
$T_D$	Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.								

Cl Ed	$V_N$	$V_R$	Lat.	Long.	$Q_g$	C <sub>Top</sub>	$S_T$
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	40.5264	15.1029	47	T1	1,00

#### LEGENDA:

**Cl Ed** Classe dell'edificio.

**Lat.** Latitudine geografica del sito.

**Long.** Longitudine geografica del sito.

**$Q_g$**  Altitudine geografica del sito.

**C<sub>Top</sub>** Categoria topografica (Vedi NOTE).

**$S_T$**  Coefficiente di amplificazione topografica.

**NOTE** [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

Categoria topografica.

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ .

T2: Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$ .

T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ .

T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $i > 30^\circ$ .

## RISULTATI DELLE ANALISI E LORO COMMENTO

Il sito di progetto è stato caratterizzato mediante più fasi di rilevamento geologico di superficie supportate da specifiche indagini geognostiche, che hanno evidenziato un assetto litostratigrafico di terreno argilla-limoso da 1,05m fino a 8,50m, per il terreno in questione.

L'analisi fisiografica e geomorfologica esclude per il sito fenomeni di instabilità geomorfologica o da liquefazione sismica del terreno di fondazione, negli atti ufficiali non sussistono vincoli e prescrizioni di tipo idrogeologico.

Il modello geotecnico ricostruito sperimentalmente garantisce con ampio margine di sicurezza la staticità delle opere in quanto la verticale di influenza tensionale ricade nell'ambito di pertinenza dei terreni di argillosi-limosi.

## VERIFICHE DI SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI CON IDENTIFICAZIONE DEI RELATIVI STATI LIMITE

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

$$E_d \leq R_d$$

dove:

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

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

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'**Approccio 2** (Combinazione **A1+M1+R3**), sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nel paragrafo precedente.

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali  $\gamma_F$  di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2018, che vengono di seguito riportati.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	A1 (STR)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0
	Sfavorevole		1.3
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0
	Sfavorevole		1.5

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$ , specificato nella tabella 6.2.11 delle NTC 2018, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specifici per ciascun tipo di opera. Utilizzando l'approccio 2, i coefficienti parziali  $\gamma_M$  per i parametri geotecnici del terreno relativi alla colonna M1 sono tutti unitari.

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

### Carico limite fondazioni dirette

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

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

in cui:

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

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

$\gamma$  = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

$D$  = profondità del piano di posa della fondazione;

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

$L$  = Lunghezza della fondazione;

$\gamma_f$  = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;

$s, d, i, g, b, \psi$  = coefficienti correttivi.

**NB:** Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica,  $B$  e  $L$  saranno ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

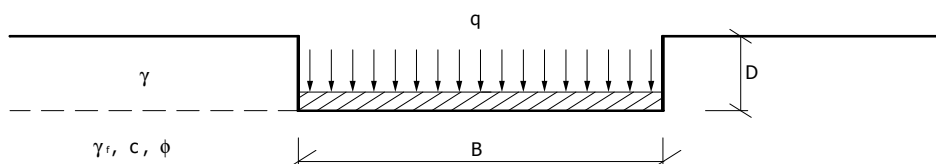
$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

dove:

$e_B$  = eccentricità parallela al lato di dimensione  $B$ ;

$e_L$  = eccentricità parallela al lato di dimensione  $L$

con  $B' \leq L'$ .





### Calcolo dei fattori $N_c$ , $N_q$ , $N_\gamma$

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0$ , $\phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0$ , $\phi \neq 0$ )
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$
$N_q = 1$	$N_q = k_p \cdot e^{\pi \tan \phi}$
$N_\gamma = 0$ se $\omega = 0$ $N_\gamma = -2 \sin \omega$ se $\omega \neq 0$	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$

dove:

$k_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$  è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

$\phi$  = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$\omega$  = angolo di inclinazione del piano campagna.

### Calcolo dei fattori di forma $s_c$ , $s_q$ , $s_\gamma$

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0$ , $\phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0$ , $\phi \neq 0$ )
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi)L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q B'}{N_c L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$

con  $B'/L' < 1$ .

### Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa $d_c$ , $d_q$ , $d_\gamma$

Si definisce il seguente parametro:

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1;$$

$$k = \arctg \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0$ , $\phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0$ , $\phi \neq 0$ )
$d_c = 1 + 0.4 \cdot k$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

### Calcolo dei fattori di inclinazione del carico $i_c$ , $i_q$ , $i_\gamma$

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$$

se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione

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

se la forza H forma un angolo  $\theta$  con la direzione longitudinale della fondazione

Terreni coesivi ( $c \neq 0$ , $\phi = 0$ )	Terreni incoerenti ( $c = 0$ , $\phi \neq 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0$ , $\phi \neq 0$ )
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

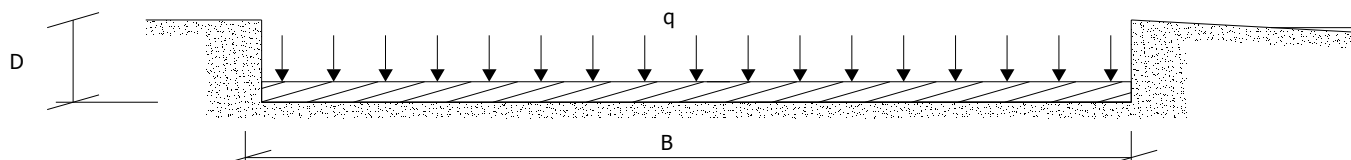
### Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna $b_c$ , $b_q$ , $b_\gamma$

Indicando con  $\omega$  la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0$ , $\phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0$ , $\phi \neq 0$ )
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cos \omega$
$b_\gamma = \frac{b_q}{\cos \omega}$	$b_\gamma = \frac{b_q}{\cos \omega}$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega < \phi; \quad \omega < 45^\circ$$



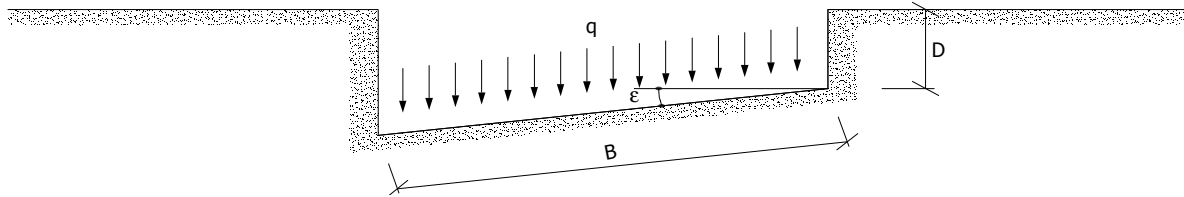
### Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa $g_c$ , $g_q$ , $g_\gamma$

Indicando con  $\varepsilon$  la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0$ , $\phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0$ , $\phi \neq 0$ )
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\varepsilon < 45^\circ$$



### Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento $\psi_c$ , $\psi_q$ , $\psi_\gamma$

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno};$$

$E$  = modulo elastico del terreno. Nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico;

$\nu$  = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0.5, a vantaggio di sicurezza;

$\sigma$  = tensione litostatica alla profondità  $D + B/2$ .

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento  $\psi_c$ ,  $\psi_q$ ,  $\psi_\gamma$  sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidità  $I_r$  si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \exp \left\{ \left( 3.3 - 0.45 \frac{B'}{L'} \right) \cot \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \right\}$$

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0$ , $\phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0$ , $\phi \neq 0$ )
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\psi_q = 1$	$\psi_q = \exp \left\{ \left( 0.66 \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

### Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = (2 + \pi)c_u \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{1}{2}\gamma_{sat} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$c_u$  = coesione non drenata;

$\gamma_{sat}$  = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

**N.B:** Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito  $\phi$  sia nullo ( $\phi=0$ ).

### Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $K_{hi}$  e  $K_{hk}$ , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

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

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

$z_c, z_q, z_\gamma$  = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

$c_\gamma$  = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

### Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico $c_\gamma$

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente  $N_\gamma$  in funzione del coefficiente sismico  $K_{hk}$ , valutabile con i riferimenti normativi specificati per i pendii (circolare esplicativa § C 7.11.5.3.1). In tal modo è possibile esprimere il  $K_{hk}$  (§ 7.11.3.5.2, NTC 2018) come:

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

dove:

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

$S_S$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella tabella 7.11.I del DM 17/01/2018:

Tab. 7.11.I – DM 17/01/2018

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

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico  $c_\gamma$  è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

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

#### Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale $z_c, z_q, z_\gamma$

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $K_{hi}$ .

Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, \phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )
$z_c = z_q = z_\square = 1$	$z_c = 1 - 0.32 \cdot k_{hi}$ se $z_c > 0$ , altrimenti $z_c = 0$ $z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{k_{hi}}{\tan \phi}\right)^{0.35}$ se $\frac{k_{hk}}{\tan \phi} < 1$ , altrimenti $z_\square = z_q = 0$

dove:

$K_{hi}$  è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$k_{hi} = \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico  $K_{hi}$  coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLV per  $T = 0$  ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

#### Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna  $Q_{d,Rd}$ , di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza  $R_d$ , ossia il rapporto fra il carico limite  $Q_{lim}$  (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$ , come indicato nella tabella 6.4.I delle NTC 2018, è stato assunto pari a:

$$\gamma_R = 2.3.$$

Si precisa che, nella sottostante tabella:

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

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

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

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

## Carico limite del complesso fondazioni-terreno

### VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU (Fondazione)

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU																
Id <sub>Fnd</sub>	CS	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	R <sub>tz</sub>	Z <sub>P.cmp</sub>	Z <sub>Fid</sub>	Cmp T	C. Terzaghi						Q <sub>Ed</sub>	Q <sub>Rd</sub>	R <sub>f</sub>
								per N <sub>q</sub>	per N <sub>c</sub>	per N <sub>γ</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>γ</sub>			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm²]	[N/mm²]	
Plinto 18	2,36	1,50	1,50	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,110	0,260	NO
Plinto 19	1,56	1,50	15,0	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,166	0,260	NO
Plinto 20	1,75	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,148	0,260	NO
Plinto 21	2,24	1,50	1,50	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,116	0,260	NO
Plinto 22	2,40	1,50	1,50	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,109	0,260	NO
Plinto 17	1,92	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,135	0,260	NO
Plinto 16	1,88	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,138	0,260	NO
Plinto 15	1,52	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,171	0,260	NO
Plinto 14	1,34	1,50	1,50	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,194	0,260	NO
Plinto 13	2,01	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,130	0,260	NO
Plinto 8	2,78	1,50	1,50	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,094	0,260	NO
Plinto 9	1,82	1,50	1,50	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,143	0,260	NO
Plinto 10	2,11	2,00	2,10	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,123	0,260	NO
Plinto 11	2,58	1,50	2,00	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,101	0,260	NO
Plinto 12	3,24	2,10	2,10	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,080	0,260	NO
Plinto 1	4,99	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,052	0,260	NO
Plinto 2	3,55	2,00	2,00	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,073	0,260	NO
Plinto 3	7,04	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,037	0,260	NO
Plinto 4	5,26	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,049	0,260	NO
Plinto 5	6,16	1,50	1,50	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,042	0,260	NO
Plinto 6	4,66	1,50	1,50	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,056	0,260	NO
Plinto 7	8,71	2,00	2,00	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,030	0,260	NO
Plinto 23	3,24	1,50	1,50	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,080	0,260	NO
Plinto 24	4,99	1,50	1,50	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,052	0,260	NO
Plinto 25	3,55	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,073	0,260	NO
Plinto 26	7,04	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,037	0,260	NO
Plinto 27	5,26	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,049	0,260	NO
Plinto 28	6,16	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,042	0,260	NO
Plinto 29	4,66	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,056	0,260	NO
Plinto 30	8,71	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,030	0,260	NO
Plinto 31	3,55	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,073	0,260	NO
Plinto 32	7,04	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,037	0,260	NO
Plinto 33	5,26	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,049	0,260	NO
Plinto 34	6,16	1,80	1,80	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,042	0,260	NO
Plinto S1	4,66	1,10	1,10	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,056	0,260	NO
Plinto S2	8,71	1,10	1,10	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,030	0,260	NO

#### LEGENDA:

<b>Id<sub>Fnd</sub></b>	Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
<b>CS</b>	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).
<b>L<sub>x/y</sub></b>	Dimensioni dell'elemento di fondazione.
<b>R<sub>tz</sub></b>	Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
<b>Z<sub>p,cmp</sub></b>	Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
<b>Z<sub>fld</sub></b>	Profondità della falda dal piano campagna.
<b>Cmp T</b>	Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
<b>C.</b>	Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
<b>Terzaghi</b>	
<b>Q<sub>Ed</sub></b>	Carico di progetto sul terreno.
<b>Q<sub>Rd</sub></b>	Resistenza di progetto del terreno.
<b>R<sub>f</sub></b>	[SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

**Stabilità globale**

Per quanto concerne la stabilità globale dell'opera e del terreno si precisa che l'area dove ricade il fabbricato è, e rimarrà stabile nel futuro.

**CALCOLO DELLE EVENTUALI OPERE ACCESSORIE**

Le opere di drenaggio descritte al punto D2, si specificano nella messa in opera dalla parte esterna delle fondazioni, muniti di opportune pendenze, di tubi corrugati e forati Ø160 ricoperti da telo traspirante e pietrisco per allontanare dalle opere di fondazione l'acqua piovana, e farsi che le fondazioni si mantengano asciutte nel tempo, la stessa sistemazione esterna del terreno sarà fatta in modo che le acque meteoriche siano allontanate dalle fondazioni.