

Provincia di Cosenza

provincia di Cosenza

Progetto Esecutivo di Adeguamento dell'I.S.A. di Luzzi (CS)

Tav. 10.1

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni Corpo B

Il Progettista

Ing. Eugenio Otranto

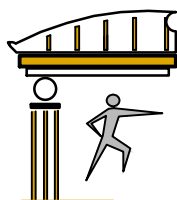
Il R.U.P.

Ing. Giulia A. Morrone

Il D. L.

Ing. Gianluca Salvatore Straface

L'Impresa



ing. Eugenio Otranto

Via Crotone 32, 87067 Rossano (CS) Tel +39 0983.51.60.85
eugenio.otranto@gmail.com - www.otrantoengineering.it

9.1 Relazione geotecnica

9.1.1 Premessa

Nella presente relazione si sono analizzate le caratteristiche geotecniche dei terreni costituenti l'area di fondazione della struttura sita in comune di .

9.1.2 Riferimenti legislativi

L'analisi della struttura è stata condotta in accordo alle seguenti norme tecniche:

Legge n.1086 del 05/11/1971: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

Legge n.64 del 02/02/74: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

D.M. del 17/01/2018: Norme tecniche per le costruzioni (2018).

C.M. n.7 del 19/01/2019: Istruzioni per l'applicazione dello "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

D.M. del 14/01/2008: Allegato A alle norme tecniche per le costruzioni: pericolosità sismica. Allegato B alle norme tecniche per le costruzioni: tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica.

9.1.3 Modello geotecnico

La conoscenza dei i parametri fisico- meccanici dei terreni in esame è stata ottenuta dalla campagna geognostica condotta sull'area interessata dall'intervento. come descritta nella relazione geologica. I sopralluoghi effettuati non hanno inoltre evidenziato sintomi di processi franosi in atto, come ad esempio inclinazioni anomali di alberi o tralicci, lesioni nei fabbricati, crepe o avvallamenti nelle strade, caduta di massi, né forme di erosione accelerata dei versanti o di scalzamento di manufatti posti nella zona. Mediante le indagini effettuate è stato possibile ricostruire l'assetto litostratigrafico del sito e di caratterizzare i terreni dal punto di vista geotecnico. In particolare, in corrispondenza dei piani di posa delle fondazioni sono stati considerati i valori meccanici riportati nella seguente tabella.

9.1.3 Parametri geotecnici per i livelli di fondazione

Livello	c	phi	gtm	Metodo	Df	Bf	Lf	Zw	qlsta	qlsis	kw
0	0,10	17,0	1800	Hansen	200	100	400	1000	4,5	3,6	3,7

in cui:

c:	Coesione (efficace se $\phi > 0$, non drenata se $\phi = 0$)	kg/cmq
phi:	Angolo di attrito	gradi
gtm:	Peso medio del terreno al di sopra del p.di posa	kg/mc
Metodo:	Metodo di calcolo carico limite verticale	--
Df:	Profondità piano di posa rispetto al p.campagna	cm
Bf:	Larghezza della striscia ideale di fondazione ($B_f \leq L_f$)	cm
Lf:	Lunghezza della striscia ideale di fondazione ($B_f \leq L_f$)	cm
Zw:	Quota della falda rispetto al piano campagna	cm
qlsta:	Carico limite del terreno in condizioni statiche	kg/cmq
qlsis:	Carico limite del terreno in condizioni sismiche	kg/cmq
kw:	Coefficiente elastico nominale terreno	kg/cmc

9.1.4 Modello sismico del sito

Si discute in questo paragrafo la caratterizzazione sismica del sito di costruzione, in relazione alla pericolosità sismica di base ed alla risposta sismica locale.

9.1.4.1 Pericolosità sismica di base

Sono stati considerati i seguenti stati limite di verifica, per i quali la normativa fissa l'azione sismica con una data probabilità di superamento, in un periodo di riferimento dipendente dal tipo e dalla classe d'uso della costruzione:

- SLO: S.I. di Operatività sismica (probabilità di superamento 81%)
- SLD: S.I. di Danno sismico (probabilità di superamento 63%)
- SLV: S.I. di Salvaguardia della vita ovvero Ultimo sismico (probabilità di superamento 10%)
- SLC: S.I. di Collasso sismico (probabilità di superamento 5%)

Per ciascuno degli stati limite indicati sono stati valutati i periodi di ritorno dell'azione sismica, tenendo conto della probabilità di superamento prescritta dalla norma e ricavando il periodo di riferimento per l'azione sismica in base al tipo di costruzione e alla classe d'uso. In funzione dei periodi di ritorno e delle coordinate geografiche del sito, si valutano infine i parametri di pericolosità sismica per gli stati limite di interesse, estrapolando i valori dalle tabelle allegate alla normativa.

In particolare, le coordinate geografiche del sito sono: latitudine 39.455°, longitudine 16.267°.

Il tipo di costruzione è ordinario, la classe d'uso è la III (importante) e la classe di duttilità media. Le caratteristiche del suolo di fondazione corrispondono alla categoria stratigrafica C e alla categoria topografica T1.

Si valuta per l'edificio una vita nominale di 50 anni e un periodo di riferimento per l'azione sismica di 75 anni.

Per lo stato limite di Operatività sismica (SLO) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

- Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 45
- Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,089
- Fattore di amplificazione per spettro orizzontale: 2,28
- Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,30

Per lo stato limite di Danno sismico (SLD) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

- Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 75
- Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,116
- Fattore di amplificazione per spettro orizzontale: 2,30
- Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,32

Per lo stato limite di Salvaguardia della vita (SLV) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

- Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 712
- Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,323
- Fattore di amplificazione max per spettro orizzontale: 2,45
- Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,39

Per lo stato limite di Collasso sismico (SLC) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

- Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 1462
- Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,425
- Fattore di amplificazione per spettro orizzontale: 2,49
- Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,42

In base ai parametri di pericolosità sismica sono stati definiti gli spettri sismici di progetto per la componente orizzontale e verticale in corrispondenza degli stati limite di interesse.

9.1.4.2 Risposta sismica locale

Le condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera e le condizioni topografiche concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale. Gli effetti stratigrafici sono legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria dei profili di separazione fra gli strati di terreno. Gli effetti topografici sono invece legati alla configurazione topografica del piano campagna ed alla possibile amplificazione delle onde sismiche (in pendii o creste).

Nella presente progettazione l'effetto della risposta sismica locale è stato valutato individuando la categoria di sottosuolo di riferimento corrispondente alla situazione in sito e considerando le condizioni topografiche locali.

Per la valutazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s la caratterizzazione geotecnica condotta nel volume significativo consente di identificare il sottosuolo nella seguente categoria:

Categoria C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti.

Per la valutazione del coefficiente di amplificazione topografica S_t , viste le condizioni in sito e l'orografia della zona, si è attribuita la seguente categoria topografica:

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

9.1.5 Valutazione della portanza limite

Nel modello utilizzato, la capacità portante delle fondazioni può essere differenziata in funzione del livello a cui è posta la fondazione e per i due casi di verifica: in assenza e in presenza dell'azione sismica. I valori della portanza limite per azioni statiche e sismiche, sono state riportate nella precedente tabella per i vari livelli di fondazione.

9.1.5.1 Capacità portante al livello 0

Per le fondazioni poste al livello 0 il calcolo della capacità portante limite è eseguito mediante la formulazione proposta da Hansen tenendo conto delle caratteristiche meccaniche del terreno di posa e delle caratteristiche morfologiche prevalenti degli elementi di fondazione.

La portanza di calcolo di una fondazione superficiale corrisponde al carico limite trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Vari autori hanno prodotto studi sull'argomento, facendo riferimento al caso ideale di fondazione nastriforme (problema piano), con piano di posa e di campagna orizzontale, carico verticale e centrato ed definendo in queste condizioni il meccanismo di rottura e la geometria della superficie di scorrimento. In queste condizioni sono state ottenute delle formule di stima della portanza limite che condividono la stessa impostazione generale, ovvero esprimono la capacità portante limite come somma di tre contributi di resistenza:

le forze di coesione sviluppate lungo la superficie di rottura,

le forze di attrito dovute al peso proprio del terreno interno alla superficie di scorrimento,

l'effetto stabilizzante del sovraccarico agente nelle aree circostanti l'area di fondazione.

Inoltre, per tener conto delle effettive condizioni al contorno della fondazione (diverse dalla configurazione ideale ipotizzata in partenza) in ognuno dei tre termini compaiono ulteriori fattori correttivi, per tener conto della forma della fondazione, della profondità del piano di posa e degli effetti prodotti dal sisma.

La valutazione degli effetti dell'azione sismica sulla capacità portante di una fondazione costituisce un tema di ricerca attuale, che però ha già prodotto alcuni risultati operativi, che si innestano sulla corposa documentazione già prodotta per il caso statico. In particolare, partendo dall'osservazione che nei terreni sabbiosi si registra una evidente riduzione della capacità portante per effetto del sisma, alcuni studi hanno cercato di valutare l'effetto in termini di fattori correttivi alla formula trinomia della portanza. In particolare, l'effetto sismico sulle fondazioni viene generalmente distinto in un effetto inerziale (fattori correttivi e_i), dovuto alle forze d'inerzia trasmessa dalla sovrastruttura, e in un effetto cinematico (fattori correttivi e_k), dovuto alle forze d'inerzia agenti sulla massa del terreno.

Considerato che l'effetto inerziale produce sulla fondazione una forza orizzontale, si suggerisce per esso la possibilità di valutarlo mediante gli usuali fattori correttivi per inclinazione del carico, in funzione quindi del coefficiente sismico K_{hi} (rapporto fra le componenti orizzontale e verticale del carico), con effetti su tutti e tre i contributi di capacità portante. In presenza di sisma, per evitare di conteggiare due volte lo stesso effetto, i fattori correttivi inerziali assorbono quelli di inclinazione del carico, che per questa ragione sono impostati sul valore unitario.

Per l'effetto cinematico si introduce il coefficiente sismico K_{hk} , dipendente dall'accelerazione massima attesa per il sito e si indica un effetto correttivo riguardante il solo contributo di attrito N_g . Il coefficiente sismico K_{hk} è valutato secondo le espressioni riportate in normativa come:

$$K_{hk} = B s a_s$$

in cui:

K_{hi} :	Coefficiente sismico orizzontale (accelerazione massima attesa al suolo)	g
B_s :	Coefficiente riduttivo (tabellato per categoria e accelerazione al suolo)	--
a_s :	Accelerazione massima attesa al sito, definita come: $a_s = S_s S_t a_g$	g
$S_s S_t$:	Fattori di amplificazione stratigrafico e topografico	--
a_g :	Accelerazione al suolo di riferimento su roccia (Cat.A)	--

La formulazione seguita per la valutazione degli effetti sismici è quella di Paolucci e Pecker (1997), che propone di valutare l'effetto inerziale in maniera analoga all'effetto di inclinazione del carico, in cui la componente orizzontale è dovuta all'accelerazione sismica agente sulle masse strutturali. L'effetto cinematico è invece valutato in funzione del coefficiente K_{hk} e dell'angolo di attrito del terreno.

L'espressione generale della portanza limite risulta quindi essere la seguente:

$$q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c e_{ic} e_{kc} + q N_q s_q d_q i_q e_{iq} e_{kq} + 0.5 g B N_g s_g d_g i_g e_{ig} e_{kg}$$

in cui:

c :	Coesione del terreno sottostante il piano di posa	kg/cmq
q :	Sovraccarico laterale alla quota del piano di posa	kg/cmq
g :	Peso volume del terreno sottostante il piano di posa	kg/cm ³
B :	Larghezza della fondazione	cm
N_c, N_q, N_g :	Fattori di capacità per coesione, sovraccarico e attrito	--
s_c, s_q, s_g :	Fattori correttivi di forma della fondazione	--
d_c, d_q, d_g :	Fattori correttivi di profondità della fondazione	--
e_{ic}, e_{iq}, e_{ig} :	Fattori correttivi per l'effetto inerziale del sisma	--
e_{kc}, e_{kq}, e_{kg} :	Fattori correttivi per l'effetto cinematico del sisma	--
q_k :	Portanza limite	kg/cmq

La capacità portante limite per il caso statico è definita dai seguenti valori:

c :	0,10
q :	0,36
g :	0,00
B :	100
N_c, N_q, N_g :	12,34 4,77 1,73
s_c, s_q, s_g :	1,10 1,08 0,90

dc, dq, dg: 1,44 1,34 1,00
 qk: 4,5

La capacità portante limite per il caso sismico è definita dai seguenti valori:

c: 0,10
 q: 0,36
 g: 0,00
 B: 100
 Nc, Nq, Ng: 12,34 4,77 1,73
 sc, sq, sg: 1,10 1,08 0,90
 dc, dq, dg: 1,44 1,34 1,00
 eic, eq, eig: 0,86 1,08 0,90
 ekc, ekq, ekg: 0,96 1,08 0,90
 qk: 3,6

9.1.6 Verifica di portanza delle fondazioni

Nell'ambito del sistema normativo selezionato gli involuppi delle tensioni sul terreno e la conseguente verifica della capacità portante sono eseguiti per gli stati limite selezionati, seguendo l'Approccio 2, convenzionalmente indicato nella normativa con la sigla A1+M1+R3, in cui il termine A1 rappresenta i coefficienti di combinazione delle azioni (pari a quelli considerati nel progetto strutturale), M1 i coefficienti di sicurezza sui parametri geotecnici (assunti col valore unitario) ed R3 il coefficiente parziale di sicurezza sulla capacità portante, assegnato per lo stato limite.

Nota la capacità portante limite q_k , si ottiene la capacità portante di calcolo q_d applicando il fattore di sicurezza assegnato R3, secondo la relazione $q_d = q_k/R3$.

La verifica viene eseguita secondo la relazione $\sigma \leq q_d$, controllando che le tensioni normali agenti sul terreno (σ), ottenute dall'analisi della fondazione per le varie combinazioni di carico attivate nel modello di calcolo, siano non superiori alla capacità portante di calcolo (q_d), coerentemente alle disposizioni relative all'Approccio 2.

Si precisa che, nel caso in esame, la verifica di portanza è eseguita col controllo puntuale delle tensioni sul terreno, che tipicamente è più gravosa di una verifica condotta in termini di forza risultante, in quanto condizionata dal primo raggiungimento della tensione di picco sul terreno, nell'area di scarico dell'elemento.

Di seguito si riportano nella seguente tabella gli stati limite attivati per le verifiche di portanza, i corrispondenti valori del fattore parziale R3 e il minimo fattore di sicurezza registrato nelle verifiche di portanza eseguite.

9.1.6 Stati limite per verifiche di portanza

S.limite	R3	fs
Ultimo	2,30	5,939
S.vita s.	2,30	4,906

in cui:

R3: Fattore parziale di sicurezza sulla capacità portante --
 fs: Fattore di sicurezza minimo registrato su tutte le verifiche eseguite --

9.1.7 Verifica di scorrimento sul piano di posa delle fondazioni

Le attuali normative dipongono che per le fondazioni superficiali vengano presi in considerazione i meccanismi di collasso per scorrimento sul piano di posa per gli stati limiti ultimi (Slu di tipo geotecnico GEO). La verifica viene effettuata secondo la combinazione di fattori parziali indicata simbolicamente come A1+M1+R3 prevista dall'Approccio 2, in cui R3 è il fattore di sicurezza sulla resistenza globale.

Lo scorrimento di una fondazione rispetto al terreno di posa avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e l'adesione agente sull'interfaccia terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la spinta passiva laterale.

La verifica può essere posta nella seguente forma:

$$F_a < F_{rlim}/f_s$$

in cui:

Fa: Forza agente orizzontale sul piano di posa, che induce lo scorrimento kg
 Frlim: Forza resistente orizzontale limite del terreno, che si oppone allo scorrimento kg
 fs: Fattore di sicurezza sulla resistenza globale (R3) --

La forza agente orizzontale F_a può ottenersi dalla seguente espressione:

$$F_a = K_h k W = B s_a s W$$

in cui:

W:	Peso totale dell'edificio	kg
Khk:	Coefficiente sismico orizzontale (accelerazione massima attesa al suolo)	g
Bs:	Coefficiente riduttivo (tabellato per categoria e accelerazione al suolo)	--
as:	Accelerazione massima attesa al sito [g], definita come: $as = Ss St ag$	g
Ss St:	Fattori di amplificazione stratigrafico e topografico	--
ag	Accelerazione al suolo di riferimento su roccia (Cat.A)	g

L'accelerazione ag si intende comprensiva dell'effetto di amplificazione stratigrafica e topografica.

Considerato che le fondazioni sono tutte collegate in maniera efficace, la verifica viene eseguita in termini globali, considerando le azioni gravanti sull'intera area fondale.

La forza resistente orizzontale Fr può ottenersi considerando i contributi di attrito e coesione offerti dal terreno, secondo la seguente espressione:

$$Fr = W \tan(\delta) + ca Afnd$$

in cui:

W:	Peso totale dell'edificio	kg
δ :	Angolo di attrito tra fondazione e terreno	--
ca	Adesione tra fondazione e terreno	kg/cmq
Afnd	Area di impronta della fondazione	cmq

I valori dell'angolo di attrito δ e l'adesione ca dipendono dalle caratteristiche del terreno di posa e dalla scabrezza della suola di fondazione. In particolare si assume:

$$\delta = 0.9 \phi$$

$$ca = 0.6 c$$

Di seguito si riporta il calcolo di verifica eseguito per le combinazioni di carico richieste.

9.1.7 Verifiche a scorrimento

S.limite <i>cmb</i>	V.geotecnici medi <i>ad de</i>		Area c.terra <i>at</i>	Peso <i>Wt</i>	<i>Fra</i>	<i>Frd</i>	Forze resistenti <i>R3 Fr</i>		Forza agente <i>as Fa</i>	F.sicurezza <i>fs esito</i>	
S.vita s.	0.06	15.30	221.08	275.64	132.65	75.41	1.1	189.14	0.11	30.66	6.17

in cui:

cmb	Combinazione di carico considerata nella verifica	--
at	Area totale fondazione	mq
ad	Adesione media fra fondazione e terreno	kg/cmq
de	Angolo di attrito medio fra fondazione e terreno	gradi
Wt	Massa sismica totale dell'edificio	t
Fra	Forza di scorrimento resistente limite: contributo di adesione	kg
Frd	Forza di scorrimento resistente limite: contributo di attrito	kg
R3	Fattore parziale di sicurezza sulla resistenza globale	
Fr	Forza di scorrimento resistente di calcolo: valore globale	kg
as	Accelerazione spettrale	g
Fa	Forza di scorrimento agente	kg
fs	Fattore di sicurezza (v.soddisfatta se $fs > 1$)	--
esito	Verifiche non soddisfatte contrassegnate con !	--

9.1.8 Verifica dei cedimenti e delle distorsioni in fondazione

La verifica dei cedimenti risponde all'esigenza di assicurare che le deformazioni conseguenti all'assestamento del terreno di fondazione per effetto dei carichi di esercizio della costruzione stessa o di altre vicine possano considerarsi accettabili ai fini della fruibilità dell'opera e non producano sollecitazioni incompatibili con la sicurezza strutturale.

9.1.8.1 Cenni teorici sul calcolo dei cedimenti

Il cedimento è uno spostamento verticale di una fondazione superficiale o profonda o di un'opera in terra, per effetto delle deformazioni del terreno sottostante dovute ad una variazione dello stato tensionale, ad esempio per effetto del carico trasmesso dalla stessa fondazione o da fondazioni vicine, o per una variazione delle pressioni neutre interstiziali.

In linea generale il cedimento S si compone di tre aliquote:

St: cedimento immediato,

Sc: cedimento di consolidazione,

Ss: cedimento viscoso.

Il cedimento immediato si verifica subito dopo l'applicazione di un carico esterno; pur essendo dovuto a deformazioni di natura sia elastica

(reversibile qualora il carico venga rimosso) sia plastica (irreversibile), può essere calcolato ricorrendo alla teoria dell'elasticità, ipotizzando il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo, anche se in alternativa sono disponibili formulazioni empiriche di uso più agevole. Il cedimento immediato coincide pressoché con il cedimento totale nei terreni granulari (ghiaie, sabbie e mescolanze di ghiaia e sabbia), mentre è generalmente una parte trascurabile del cedimento totale nel caso di terreni coesivi (argille e limi). Esso si manifesta via via che viene applicato il carico durante la costruzione dell'opera geotecnica, e pertanto spesso è poco temibile, sia perché può essere in parte recuperato in fase costruttiva, sia perché normalmente precede la messa in opera delle parti più vulnerabili (pavimentazioni, rivestimenti, finiture).

Il cedimento di consolidazione primaria è dovuto all'espulsione di una parte dell'acqua interstiziale con conseguente riduzione della pressione neutra e corrispondente aumento della pressione efficace. Nei terreni coesivi inorganici costituisce generalmente la parte più rilevante del cedimento e si sviluppa più o meno lentamente nel tempo, per effetto della bassa permeabilità di questi terreni.

Il cedimento viscoso o di compressione secondaria è dovuto a fenomeni di natura viscosa, a scorrimenti interparticellari ed alla riorientazione dei grani; è caratteristico dei terreni coesivi organici e dei terreni torbosi. Si sviluppa a tensione verticale efficace costante ed è indipendente dal processo di consolidazione primaria.

Di direzione opposta al cedimento è il rigonfiamento, dovuto ad un eventuale scarico tensionale conseguente allo scavo fino al piano di fondazione.

9.1.8.2 Metodi di calcolo dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti può essere affrontato con metodi basati sulla teoria dell'elasticità o con metodi empirici proposti da vari autori. In entrambi i casi le approssimazioni in gioco non sono propriamente trascurabili, essenzialmente per le differenze ineliminabili di comportamento col mezzo elastico ideale ed anche per la difficoltà di conoscere in maniera affidabile tutti i parametri meccanici che intervengono nella modellazione.

Il metodo del semispazio elastico si basa sull'ipotesi che il terreno sia un mezzo elastico e quindi sia applicabile la soluzione di Boussinesq (1885) che consente di ottenere la tensione verticale in un punto qualsiasi del semispazio elastico per una forza applicata in superficie. In genere la soluzione è considerata accettabile ai fini tecnici anche in presenza di terreni stratificati. In letteratura esistono anche soluzioni derivate per integrazione da quella di Boussinesq, per trattare i casi di carico distribuito su superficie di una data forma. Una volta nota la distribuzione delle tensioni nel mezzo, si può ottenere il cedimento in un punto integrando le deformazioni verticali lungo la verticale passante per il punto, fino ad una profondità significativa, che in genere è commisurata alla dimensioni dell'area caricata superficiale o delimitata dal raggiungimento di uno strato compatto. La procedura di calcolo prevede la discretizzazione del terreno in un certo numero di strisce orizzontali e la valutazione del cedimento complessivo come sommatoria dei cedimenti dovuti alle singole strisce, che in ultima analisi dipendono dal modulo di Poisson e dal modulo elastico, che devono essere lungo la profondità.

Per ovviare alla difficoltà di reperire in maniera affidabile questi valori, alcuni autori hanno proposto metodi alternativi per la stima dei cedimenti di fondazioni superficiali di tipo empirico o semi-empirico, basati cioè sull'osservazione di un certo numero di casi reali, fra i quali uno dei più accreditati è il metodo di Burland e Burbridge (1985) per terreni granulari, che utilizza i risultati di prove penetrometriche dinamiche SPT, utilizzato nel presente lavoro.

9.1.8.3 Metodo di Burland e Burbridge

La peculiarità di questo metodo sta nel fatto che è basato sui risultati di una indagine statistica di oltre 200 casi reali, tramite un indice di compressibilità correlato al risultato di prove penetrometriche dinamiche. L'espressione del cedimento è la seguente:

$$w = f_s f_h f_t B^{0.7} I_c (q - 2 s_v/3)$$

$$I_c = 1.7/N^{1.4}$$

in cui:

f_s :	Fattore correttivo per la forma della fondazione	--
f_h :	Fattore correttivo per lo spessore dello strato compressibile	--
f_t :	Fattore per la componente viscosa	--
B :	Larghezza della fondazione	m
I_c :	Indice di compressibilità	--
L :	Lunghezza della fondazione	m
q :	Pressione verticale efficace trasmessa dalla fondazione	kPa
s_v :	Pressione verticale efficace litostatica al piano di posa	kPa
N :	Valore medio degli indici NSPT corretti nella profondità	--

Per l'ottenimento dei valori NSPT corretti possono essere adottate le indicazioni di Terzaghi e Peck (1948), riportate di seguito:

$N_{spt}' = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$ per sabbie limose in presenza di falda,
 $N_{spt}' = 1.25 N_{spt}$ per sabbie e ghiaie.

9.1.8.4 Verifica dei cedimenti e delle distorsioni angolari in fondazione

La normativa dispone che per gli stati limite di esercizio vengano valutati i cedimenti e le distorsioni angolari in fondazione dovuti all'assestamento del terreno per effetto dei carichi trasmessi dalle fondazioni. I valori delle deformazioni così valutate devono risultare

compatibili con la fruibilità dell'opera e con la sicurezza strutturale.

Il controllo presuppone da un lato la definizione dei valori ammessi per il cedimento e la distorsione angolare, per i quali si può fare riferimento a tabelle euristiche di letteratura, come riportato nel manuale. Dall'altro lato, si procede con il calcolo dei cedimenti nei nodi indicati dal progettista, utilizzando il metodo proposto da Burland e Burbridge, basato sui risultati di una indagine statistica di oltre 200 casi reali e correlato ai risultati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche STP (Standard Penetration Test). Per la sua semplicità ed economicità la prova STP è una tecnica di sito molto utilizzata nella pratica professionale, che consente la stima dei principali parametri meccanici del terreno e di altre quantità di interesse, mediante un ricco assortimento di correlazioni sperimentali proposte da vari autori. All'utente è richiesta la definizione dei nodi in cui valutare il cedimento e la distorsione, specificando per ognuno di essi alcuni parametri geotecnici, quali la quota di posa rispetto al piano campagna, lo spessore dello strato compressibile, il numero medio di colpi ottenuti dalla prova STP nello strato d'influenza immediatamente sottostante la fondazione. Sulla scorta di questi dati minimali, il programma valuta lo spessore dello strato d'influenza (utile al progettista per ricavare il numero medio di colpi STP), i fattori correttivi (dovuti ai rapporti di forma della fondazione, allo spessore dello strato compressibile, agli effetti viscosi), la tensione verticale litostatica al piano di posa, il carico trasmesso dalla fondazione ed infine il cedimento massimo calcolato.

Una volta noti i cedimenti, il programma procede col calcolo della distorsione massima, per ogni nodo soggetto a verifica. Il procedimento si svolge riconoscendo sequenze di tre nodi allineati, su ognuna delle quali si valuta:

la rotazione rigida, data dalla pendenza del diagramma dei cedimenti fra i due nodi più esterni,

la distorsione angolare in un nodo, valutata come la tangente dell'angolo relativo formato dal diagramma dei cedimenti nel nodo e la retta della rotazione rigida.

Si tenga presente che nel nodo centrale di un allineamento, si può calcolare una distorsione per il ramo di diagramma a sinistra e una distorsione per quello di destra del nodo, fra le due viene registrata quella maggiore. Un nodo inoltre può essere compreso in altri allineamenti e quindi sono valutabili per esso altri valori distorsivi. Considerato questo, il valore finale si ottiene come valore massimo di tutte le distorsioni valutate per il nodo, essendo questa la strategia più gravosa per la verifica.

La distorsione angolare è un parametro di interesse in quanto direttamente correlabile con problematiche strutturali o con livelli di danno non compatibili con i requisiti prestazionali richiesti al fabbricato.

Di seguito si riportano i cedimenti e le distorsioni calcolate e il confronto con i valori ammessi.

9.1.8 Verifiche dei cedimenti e delle distorsioni

S.limite			valori assegnati					valori calcolati						valori calcolati	
<i>cmb</i>	<i>mon</i>	<i>zf</i>	<i>hs</i>	<i>Nspt</i>	<i>cor</i>	<i>hi</i>	<i>fs</i>	<i>fh</i>	<i>ft</i>	<i>st</i>	<i>q</i>	<i>wf</i>	<i>df</i>	<i>iwf</i>	<i>idf</i>
Q.permanente I		1,60	7,00	20,50	no	2,04	1,00	1,00	1,50	28,24	23,53	0,54	0,00	0,01	0,00

in cui:

<i>cmb</i>	Combinazione di carico considerata nella verifica	--
<i>mon</i>	Indice del montante	--
<i>zf</i>	Profondità del piano di posa	m
<i>hs</i>	Spessore strato compressibile	m
<i>Nspt</i>	Numero medio colpi nello strato di influenza	--
<i>cor</i>	Correzione per granulometrie fini sotto falda	--
<i>hi</i>	Spessore strato di influenza	m
<i>fs</i>	Fattore di forma	--
<i>fh</i>	Fattore di spessore	--
<i>ft</i>	Fattore viscoso	--
<i>st</i>	Pressione litostatica sul piano fondale	kPa
<i>q</i>	Pressione trasmessa dalla fondazione	kPa
<i>wf</i>	Cedimento verticale/Cedimento ammesso	mm
<i>df</i>	Distorsione massima/Distorsione ammessa	1/10000
<i>iwf</i>	Fattore di impegno rispetto al cedimento ammesso	
<i>idf</i>	Fattore di impegno rispetto alla distorsione ammessa	

9.2.1 Premessa

Nella presente relazione si discute sul modello adottato per le fondazioni della struttura sita in comune di .

9.2.1 Modellazione delle fondazioni

In considerazione dei carichi di progetto e della tipologia del terreno sono state adottate le seguenti tipologie di fondazione: a graticcio di travi rovesce.

9.2.1.1 Modello strutturale del graticcio di travi rovesce

Nel graticcio le travi di fondazione sono state modellate come travi elastiche su suolo elastico alla Winkler. Nell'analisi viene assunto un coefficiente di rigidezza di Winkler k variabile da elemento ad elemento in funzione delle dimensioni di base.

9.2.2 Analisi delle fondazioni

Una volta costruito il modello strutturale delle fondazioni, esso viene sottoposto ad analisi secondo i criteri di seguito indicati.

9.2.2.1 Analisi delle strutture di fondazione

A valle dell'analisi della struttura in elevazione e quindi una volta noti gli scarichi trasmessi dalla sovrastruttura, si è proceduto con l'analisi delle strutture di fondazione. L'analisi è condotta assemblando la matrice di rigidezza complessiva della fondazione a partire dalle matrici locali degli elementi che nell'insieme costituiscono la fondazione: travi, platee, plinti ed eventualmente pilastri (questo nel caso di fondazioni su livelli diversi, quando siano collegate da elementi verticali). A tal fine, si assume per le travi la deformata conseguente alla soluzione esatta di Winkler, mentre per i plinti si considera solo uno spostamento rigido e si tiene conto della loro parziale deformabilità arretrando la sezione terminale delle travi di un quantità pari al 25% dell'altezza di queste e limitata dalla mezzeria del nodo, analogamente a quanto già fatto per la struttura in elevazione. Sia le aree di impronta sul suolo che i pesi propri della struttura sono valutati scorporando le zone in comune tra plinti e travi. Pertanto la presenza di plinti del tutto annegati nelle travi di fondazione (ovvero plinti di dimensione all'incirca pari a quella del pilastro sovrastante) resta inessenziale ai fini del risultato dell'analisi. Decomposta la matrice si passa alla soluzione alla Gauss del sistema lineare associato ricavando gli spostamenti nodali dovuti a ciascuna delle condizioni di carico previste (permanenti, variabili, modi sismici dinamici o statici).

9.2.2.2 Sollecitazioni negli elementi strutturali e tensioni sul terreno di fondazione

Per ciascuna delle travi che compongono la fondazione vengono determinati le sollecitazioni agenti, valutate in corrispondenza di sette sezioni di verifica lungo la sua luce. I valori ottenuti sono infine combinati tra loro ricavando gli involuppi utili al dimensionamento delle armature (per s.l. di esercizio, ultimi e per gerarchia delle resistenze) e per la valutazione delle tensioni sul terreno. Le tensioni risultanti sul terreno vengono ricavate in termini di involuppo, in corrispondenza delle sezioni di verifica delle travi di fondazione e dei lembi dei plinti.