



Comune di Castel San Giorgio
- Provincia di Salerno -

LAVORI DI COMPLETAMENTO
VARIANTE S.S. 266 S. CROCE

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO N.:	TITOLO:					
A.3.3	Relazione geotecnica e sulle fondazioni					
SCALA:	Rev.	Data	Prodotto	Controllato	Approvato	Motivo della revisione
---	00	Febbraio 2014				Emissione
	01					
	02					
	03					

PROGETTISTA:
ING. FRANCESCO VITALE

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
ARCH. ANTONELLA MELLINI

RELAZIONE GEOTECNICA (PARTE I)
(NTC 2008 CAP. 6 e CIRCOLARE 617/2009 punto C6.2.2.5)

GENERALITA'

OGGETTO Autorizzazione sismica di un muro a mensola in c.a.n.

COMUNE: CASTEL SAN GIORGIO

ZONA SISMICA: Zona 2 (ai sensi D.G.R. n. 5447 del 07/11/2002)

ALTITUDINE: 80 m s.l.m. (Zona neve III)

TIPOLOGIA STRUTTURALE: muro a mensola.

TIPOLOGIA FONDAZIONI: Fondazioni dirette nastriforme.

NORMATIVA: D.M.14/01/2008

APPROCCIO VERIFICA GEO: Approccio 1

INDICE

Descrizione dell'opera e degli interventi	3
Problemi geotecnici e scelte tipologiche.....	5
Descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche.....	5
Caratterizzazione fisico meccanica dei terreni.....	5
Modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi:.....	6
Verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite.....	8
Verifiche GEO: Approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici.....	9
Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)	11
Stabilità nei confronti della liquefazione.....	13
Risultati delle analisi e loro commento.....	14

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

L'insieme dei dati acquisiti ha consentito un soddisfacente inquadramento generale dell'area in oggetto la quale risulta idonea ad accogliere le opere in progetto, essendo impostata su termini litologici di resistenza compatibile con le opere fondali da realizzare.

L'area di sedime della fondazione della struttura ha dimensioni in pianta metri 1.10 x 19,0 circa. Vista la relazione geologica e geotecnica, in relazione alle caratteristiche del terreno e alle entità degli scarichi della sovrastruttura, la fondazione idonea per il tipo di struttura verrà realizzata di tipo diretta-nastriforme di altezza cm 30. Tuttavia sarà, opportuno al termine delle fasi di scavo ed approntamento del piano di posa delle fondazioni, verificarne l'omogeneità litologica. Le fondazioni poggeranno su sottostante magrone di sottofondazione dello spessore di cm 10 dosato a q.li 2,5 di cemento R 325.

Sulla base delle indagini effettuate dal geologo e dal tipo di sovrastruttura, il piano di posa delle fondazioni è fissato a mt. -0,40 circa dal piano campagna di valle. Dalla relazione redatta dal geologo Dott. Rosario Fimiani in cui si specificano i seguenti parametri geomeccanici del terreno di fondazione direttamente interessato dall'opera:

$\gamma = 1,86 \text{ t/mc}$ peso specifico del terreno al di sotto del piano di posa

$\phi = 24^\circ$ angolo di attrito del terreno

$c = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$ coesione

48 $[\text{Kg/cm}^2]$ Modulo Elastico Normale Terreno

e dalla relazione geotecnica redatta dallo scrivente in cui si affronta il calcolo della resistenza di progetto secondo la teoria di Vesic e di cui si rimanda all'apposito allegato (relazione geotecnica), è stato possibile verificare che il minimo coefficiente di sicurezza ottenuto come rapporto tra la resistenza di progetto 2483 kg e l'azione di compressione allo stato limite ultimo (azione di progetto) tenendo conto anche delle azioni sismiche trasmesso dalla struttura in fondazione è maggiore dell'unità, e che il massimo valore di compressione allo stato limite di esercizio trasmesso dalla struttura in fondazione è compatibile con lo stato deformativo e tensionale per la destinazione d'uso dell'opera in oggetto.

II TECNICO

Descrizione dell'opera e degli interventi

L'intervento previsto consiste nella realizzazione di un muro a mensola dotato di un sistema fondale diretto superficiale nastriforme, con piano di posa situato a circa quota -0,4 m dall'attuale p.d.c. di valle. Le strutture di fondazioni hanno un'ingombro predominante in pianta di circa 1,10 x 19,0 m.

Pericolosità sismica

La definizione della pericolosità sismica di base secondo le NTC 2008 è ottenuta tramite una griglia regolare che copre tutto il territorio nazionale. Nei nodi della griglia viene calcolato l'accelerazione sismica massima attesa, sulla base di quest'ultima vengono calcolati i parametri di pericolosità sismica locali:

LONGITUDINE 14.70100 **LATITUDINE** 40.78020

REGIONE Campania **PROVINCIA** Salerno **COMUNE** Castel San Giorgio

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione
 superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Parametri per le forme spettrali in località Castel San Giorgio (SA).

LATITUDINE	LONGITUDINE
40.78020	14.70100
CLASSE EDIFICIO	II
COEFFIC.CU	1
VITA NOMINALE	50 anni
PERIODO VR	50 anni

Parametri di pericolosità Sismica

☒ Ricerca per coordinate
 ☐ Ricerca per comune
 ☐ Isole

Longitudine
 Latitudine

Nodi del reticolo

☒ 33207
 ☒ 33208
☒ 33429
 ☒ 33430

TR	a_g	F_0	T_{c^*}
30	0.044	2.364	0.285
50	0.057	2.365	0.320
72	0.067	2.389	0.334
101	0.078	2.407	0.347
140	0.089	2.429	0.356
201	0.103	2.446	0.365
475	0.141	2.461	0.396
975	0.179	2.487	0.411
2475	0.234	2.557	0.426

OK Annulla

V_R
 Stato Limite
 → a_g
 F_0
 T_{c^*}

Suolo
 S_s
 Topo
 h/H
 S_T

a_{max}
 g β_m
 k_h
 k_v

Parametri per le forme spettrali in località Castel San Giorgio (SA).

Problemi geotecnici e considerazioni tipologiche

Dall'inquadramento dell'area oggetto dell'intervento, in considerazione della stratigrafia del terreno, in relazione alle caratteristiche del terreno e alle entità degli scarichi della sovrastruttura, la fondazione da realizzare in sito, avente altezza pari a cm 30 e impronta pari a m. 1,10 x 19,0 è idonea per l'utilizzo previsto.

Descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche

Dalla relazione geologica si evince che sono state eseguite indagini di rilevamento geologico di superficie in zone adiacenti all'area interessata e di cui le ubicazione sono riportate in allegato alla relazione geologica.

Caratterizzazione fisico meccanica dei terreni

Caratteristiche litostratigrafiche

Dalla Relazione Geologica il manufatto è ubicato su terreno di cui le caratteristiche sono riportate di seguito.

Caratteristiche fisico meccaniche dei terreni

Di seguito si riporta la successione dei terreni direttamente interessata dall'opera in oggetto.

$\gamma = 1,86\text{t/mc}$ peso specifico del terreno a tergo del muro (0.0;-4.20) m.

$\phi = 24^\circ$ angolo di attrito del terreno

$c = 0.0\text{ Kg/cm}^2$ coesione

$\gamma = 1,92\text{t/mc}$ peso specifico del terreno a tergo del muro (-4.20;-8.50) m.

$\phi = 27^\circ$ angolo di attrito del terreno

$c = 0.0\text{ Kg/cm}^2$ coesione

Le caratteristiche geomeccaniche del terreno di base che interagisce con la struttura sono:

$\gamma = 1,86\text{t/mc}$ peso specifico del terreno a tergo del muro (0.0;-4.20) m.

$\phi = 24^\circ$ angolo di attrito del terreno

$c = 0.0\text{ Kg/cm}^2$ coesione

Caratterizzazione sismica del suolo di fondazione:

La categoria di suolo di fondazione come indicato nella relazione geologica è:

Categoria C

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Il coefficiente di amplificazione topografica è :

T1=1.0

Modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi.

Nel modello strutturale di calcolo l'interazione suolo-struttura è stata considerata schematizzando il muro come una mensola a vincolo fisso in fondazione.

Verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi dello stato limite ultimo e dello stato limite di esercizio. Le verifiche nei riguardi dello stato limite ultimo (SLU) previste dalla Normativa sono:

EQU - perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;

STR - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

GEO – raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

ULP – perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);

HYD - erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

Verifiche EQU: Il muro è soggetto ad azioni di tipo verticale e di tipo orizzontale. Dal diagramma delle pressioni sul terreno di fondazione, si nota che non si hanno solo tensioni di compressione per cui si effettua anche la verifica per prevenire la perdita di equilibrio della struttura.

Verifiche STR: le verifiche di resistenza degli elementi strutturali di fondazione sono state eseguite contestualmente alla verifica degli elementi strutturali in elevazione. Le relative verifiche sono riportate nella relazione di calcolo;

Verifiche GEO: le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura sono condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto, secondo l'Approccio 1, come riportato nelle pagine seguenti.

Verifiche UPL e HYD : poiché nel terreno di fondazione non vi è la presenza della falda non si hanno fenomeni di galleggiamento o di sifonamento.

Verifiche GEO: Approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici.

Le verifiche di resistenza si effettuano con l'Approccio 1. La verifica di resistenza degli elementi strutturali è effettuata con la Combinazione (A1 + M1 + R1), nella quale i coefficienti A1 sono gli stessi delle verifiche strutturali, i coefficienti M1 sono tutti unitari ed il coefficiente R1 per le verifiche previste dalla norma vigente assume i valori di seguito riportati. Per la verifica di resistenza del terreno interagente con la struttura si effettuano le verifiche rispetto la combinazione A2+M2+R2 e EQU+M2.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_f	1,0	1,0

Tabella 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

*La tabella 8.I va considerata solo per la stabilità globale

Calcolo del valore di progetto della resistenza del terreno

La resistenza di progetto del terreno viene calcolata con la formula di Terzaghi-Vesic:

$$Q_{t,lim} = (\zeta_c N_c C + \zeta_y N_y \gamma_t B/2 + \zeta_q N_q q) \times B \times 1,00 \quad (\text{scritta in forma compatta})$$

Nella sezione “Relazione di calcolo” è riportato il valore della resistenza di progetto (minima), che qui sinteticamente è fornita dal valore di 2400 kg e con relativo coefficiente di sicurezza a carico limite pari a 1.02.

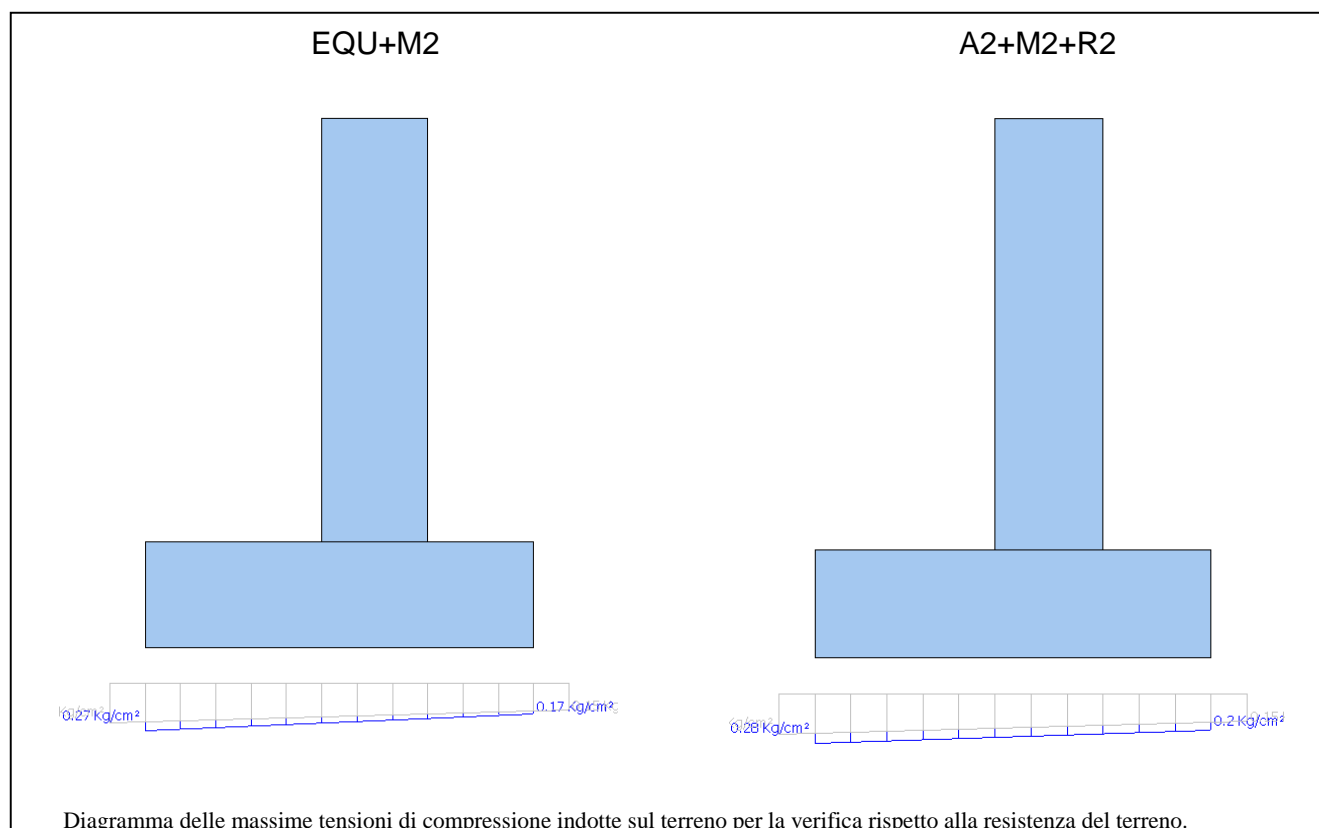
Valore di progetto della pressione sul terreno:

Le pressioni sul terreno derivano dalle azioni agenti sulla struttura fattorizzate con i coefficienti A2 e EQU secondo la combinazione:

$$F_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_q \cdot [Q_{k1} + \sum (\phi_{0i} \cdot Q_{ki})] \quad (\text{scritta in forma compatta})$$

nonché dalla combinazione dei carichi prevista in condizioni sismiche:

$$F_{d,su} = E + G_k + P_k + \sum (\phi_{2,i} \cdot Q_{ki}) \quad (\text{scritta in forma compatta})$$



Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici dei cedimenti che possono compromettere la funzionalità dell'opera. I cedimenti sono calcolati con il metodo edometrico e considerando il carico medio netto in fondazione.

I valori dei moduli edometrici dedotti dalla relazione geologica considerati nel calcolo sono:

48 [Kg/cm²] :Modulo Elastico Normale Terreno 0.0<pd<-4.20

100 [Kg/cm²] :Modulo Elastico Normale Terreno -4.2<pd<-8.50

I cedimenti sul terreno derivano dalle azioni trasmesse dalla sovrastruttura secondo le combinazioni di carichi:

$$\text{combinazione rara} \quad F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

$$\text{combinazione frequente} \quad F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

$$\text{combinazione quasi permanente} \quad F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

nonché dalla combinazione dei carichi prevista in condizioni sismiche:

$$F_{d,su} = E + G_k + P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \text{ (scritta in forma compatta)}$$

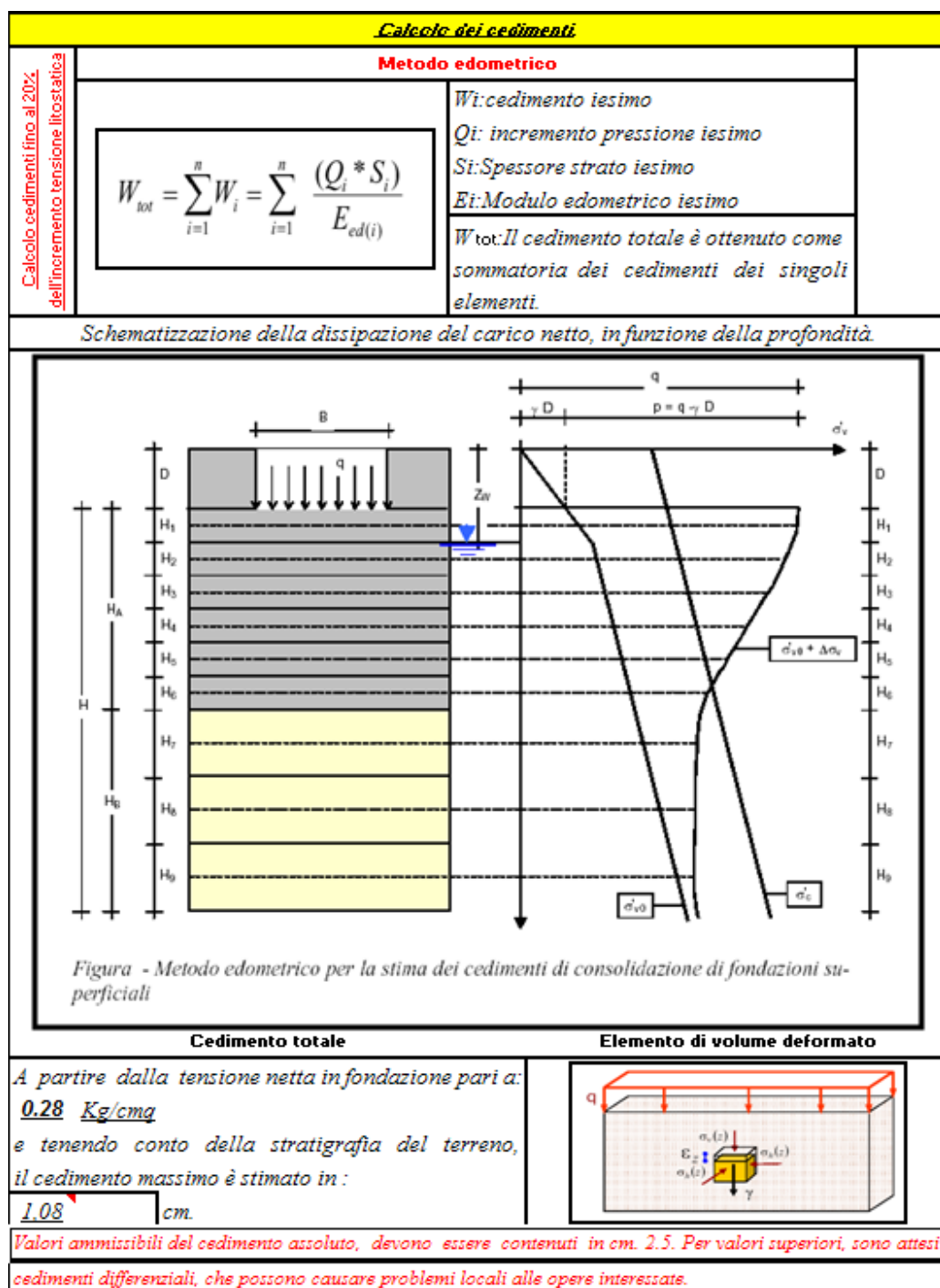
Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito considerando la massima tensione sul terreno ottenuta dall'involuppo delle condizioni di carico previste. Dai calcoli riportati in allegato alla seguente si evince che i cedimenti massimi che si hanno in corrispondenza del punto con pressione massima sul terreno sono stati stimati pari a circa 1,0 cm. L'entità di questi cedimenti è compatibile con la funzionalità dell'opera.

In allegato alla seguente si calcola il cedimento assoluto con il metodo edometrico, arrestando il calcolo delle deformazioni fino ad una profondità rispetto la quale l'incremento di pressione è pari al 20% della tensione litostatica corrispondente. Il calcolo viene eseguito rispetto la tensione netta ottenuta come differenza tra tensione trasmessa dalla struttura in fondazione e la tensione litostatica in corrispondenza del piano fondale.

Il cedimento calcolato può sembrare eccessivo, ma tale non è per alcune considerazioni:

- 1) Il cedimento avviene quasi totalmente all'atto della realizzazione della struttura;
- 2) Il metodo edometrico da valori sovradimensionati;

Di seguito si riporta il cedimento massimo tra le varie combinazioni di carico.



Stabilità nei confronti della liquefazione

Esclusione della verifica a liquefazione

Secondo quanto riportato nelle norme attuali D.M.14/01/2008 al punto **7.11.3.4.1** e di cui in seguito si riporta il testo:

“La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ ”

In riferimento alla relazione geologica redatta dal dott. Rosario Fimiani, tenendo presente la stratigrafia **la categoria sismica del terreno**, e la distribuzione granulometrica del sito oggetto dell'intervento, sono da escludere possibili fenomeni di liquefazioni sotto eventi ciclici (sisma).

In particolare dalla sezione stratigrafia riportata nella relazione geologica si riscontra l'assenza di falda per profondità dal piano di campagna superiore a 15 m.

Risultati delle analisi e loro commento

Dalla relazione geologica e dall'inquadramento dell'opera nell'area interessata, lo studio eseguito consente di esprimere un giudizio favorevole delle opere fondali al tipo di sovrastruttura che è realizzata .

Si prescrive che:

- in corso d'opera si deve riscontrare la rispondenza della caratterizzazione geotecnica assunta in progetto e la situazione reale.
- la sistemazione esterna deve evitare infiltrazioni di acqua tale da variare le caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione.

La relazione geologica e geotecnica sono reciprocamente coerenti.

Il Tecnico