



MINISTERO DELL'AMBIENTE  
E DELLA TUTELA DEL TERRITORIO E DEL MARE



Comune di Giugliano in Campania



REGIONE CAMPANIA

Accordo di Programma Strategico per le Compensazioni Ambientali nella regione Campania  
del 18 luglio 2008 e successivo atto modificativo dell' 8 aprile 2009



### COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

Completamento reti fognarie del litorale domitio-flegreo: Collettori fognari di  
Via S. Nullo, Via Grotta dell'Olmo e Via Madonna del Pantano

### PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato						Elaborato		
<b>Relazione sulle strutture e calcoli delle strutture</b>						<b>06</b>		
Redatto da						Gruppo di progettazione		
 <b>SOGESID</b> SOGGETTO ATTUATORE		IL DIRETTORE TECNICO Ing. Giovanni Pizzo  n. 2983 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo   Il Responsabile del Procedimento Ing. Claudio Gramaccioni				Ing. G. Modonesi (Opere civili e idrauliche) Ing. M. Deri (Opere civili e idrauliche) Ing. L.Pergamo (Geotecnica e strutture) Geol. P. Martines (Geologia) A. Pallone (Elaborati grafici)		
Responsabile Direzione Acque Ing. Giovanni Pizzo								
Project Manager Ing. Claudio Gramaccioni								
Cod. Commessa		Codice				Nome file		
<b>COM207</b>		<b>PD</b>	<b>ED</b>	<b>0</b>	<b>6</b>	<b>3</b>	<b>COM207PDED 06_3</b>	
						Data : <b>Febbraio 2019</b>		
Rev.	Data	Descrizione modifica				verificato:		approvato
3	02/19	1ª Emissione						

# INDICE

## RELAZIONE TECNICA GENERALE

### RELAZIONE SULLE STRUTTURE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
1.1. GENERALITÀ .....	3
1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
1.3. BIBLIOGRAFIA .....	6
1.4. CRITERI DI VERIFICA DELLA SICUREZZA.....	6
1.5. VITA NOMINALE, CLASSI D’USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....	10
1.6. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E MODELLO GEOTECNICO .....	11
<b>2. PARAMETRI PER L’ANALISI SISMICA.....</b>	<b>14</b>
2.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	20
2.2. CARICHI DI PROGETTO.....	23
<b>3. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA .....</b>	<b>26</b>
3.1. DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE .....	26
3.1.1. Opere scatolari.....	26
3.2. METODO CON CUI SONO STATE CONDOTTE LE VERIFICA AGLI STATI LIMITE.....	38
3.2.1. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) .....	38
3.2.2. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	40
3.3. APPROCCIO PROGETTUALE E COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA UTILIZZATI.....	42
3.4. CARICHI CONSIDERATI E CONDIZIONI DI CARICO CONSIDERATE .....	44
3.5. COMBINAZIONI DI CARICO CONSIDERATE .....	49
3.6. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO.....	49
3.7. AFFIDABILITÀ DEL CODICE UTILIZZATO .....	49
3.8. VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO.....	49
<b>4. RISULTATI DELL’ANALISI .....</b>	<b>50</b>
4.1. MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI .....	50
4.2. SINTESI DELLE VERIFICHE EFFETTUATE .....	51
4.2.1. Impianto di sollevamento nodo A4.....	51
Soletta di copertura.....	51
Pareti laterali .....	51
Soletta di fondazione .....	52
4.2.2. Impianto di sollevamento nodo C1”.....	53

<i>Soletta di copertura</i> .....	53
<i>Pareti laterali</i> .....	53
<i>Soletta di fondazione</i> .....	54
<i>4.2.3. Verifica Basamento Cabina Gruppo elettrogeno</i> .....	55
<i>4.2.5.1 Carichi di Progetto</i> .....	55
<i>4.2.5.2 Risultati delle Verifiche del basamento</i> .....	55
<i>4.2.5.3 Stati Limiti Ultimi (SLU)</i> .....	56
4.3. INFORMAZIONI GENERALI SULL’ELABORAZIONE .....	59
4.4. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI. ....	59
<b>5. CONCLUSIONI</b> .....	<b>60</b>

## **1. PREMESSA**

### 1.1. GENERALITÀ

L’Intervento di COMPLETAMENTO RETI FOGNARIE URBANE DEL LITORALE DOMITIO – FLEGREO: COLLETTORI FOGNARI DI VIA S. NULLO, VIA GROTTA DELL’OLMO E VIA MADONNA DEL PANTANO COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA risulta compreso nell’elenco di cui all’Allegato 1 (interventi finanziati ed appaltabili) al Verbale del 7 luglio 2011 del Comitato di Indirizzo e Controllo dell’Accordo di Programma Strategico per le Compensazioni Ambientali nella regione Campania del 18.07.2008 e successivo Atto modificativo dell’08.04.2009 in attuazione dell’art.11, comma 12 del Decreto Legge 23 maggio 2008, n. 90 convertito in Legge 123/2008. La presente relazione, a corredo del Progetto definitivo del suddetto intervento, intende riferire i principali aspetti strutturali e sismici relativi alle opere di che trattasi consistenti in n.2 stazioni di sollevamento, denominate A4 – C1”, costituite da scatolari interrati realizzati in conglomerato cementizio realizzato in opera. Per ogni struttura si è proceduto al dimensionamento degli elementi principali (soletta di copertura, pareti laterali e fondazione)

---

#### **Impianto di sollevamento nodo A4**

##### *Soletta di copertura*

Il campo di soletta lavora su luce netta di 1,60 m con uno spessore di 0,25m. Il carico considerato è quello corrispondente allo schema di carico 2 per ponti di 1<sup>a</sup> categoria che prevede un mezzo convenzionale ad un asse di 400 kN.

Le armature contemplate nei calcoli,  $\phi 16$  a passo 25 cm inferiori e superiori, rappresentano le armature nella direzione principale di “comportamento”, mentre nella direzione ortogonale si prevedono ripartitori  $\phi 10$  a passo 25 cm sia al lembo inferiore che al lembo superiore.

### *Pareti laterali*

L'altezza netta del campo di parete analizzato è pari a 575 cm e la sua larghezza netta è pari a 3,00 m. Si prevedono armature verticali di  $\phi 20$  a passo 25 cm e trasversali di  $\phi 16$  a passo 25 cm su tutte le facce delle membrature perimetrali con spessore pari a 30cm.

### *Soletta di fondazione*

Si prevede una membratura pari a 30cm con armature principali  $\phi 20$  a passo 25 cm, inferiori e superiori, nella direzione con luce minore. L'armatura secondaria, disposta ortogonalmente alla dimensione minore sarà costituita da barre  $\phi 16$  a passo 25 cm inferiori e superiori.

## **Impianto di sollevamento nodo C1"**

### *Soletta di copertura*

Il campo di soletta lavora su luce netta di 1,60 m con uno spessore di 0,25m. Le armature contemplate nei calcoli,  $\phi 16$  a passo 25 cm inferiori e superiori, rappresentano le armature nella direzione principale di "comportamento", mentre nella direzione ortogonale si prevedono ripartitori  $\phi 10$  a passo 25 cm sia al lembo inferiore che al lembo superiore.

### *Pareti laterali*

L'altezza netta del campo di parete analizzato è pari a 3,70 m e la sua larghezza netta è pari a 3,00 m. Si prevedono armature verticali di  $\phi 20$  a passo 25 cm e trasversali di  $\phi 16$  a passo 25 cm, su tutte le facce delle membrature perimetrali dello spessore pari a 30cm.

### *Soletta di fondazione*

Si prevede una membratura pari a 30cm con armature principali  $\phi 20$  a passo 25 cm, inferiori e superiori, nella direzione trasversale. L'armatura secondaria, disposta ortogonalmente alla dimensione trasversale sarà costituita da barre  $\phi 16$  a passo 25 cm inferiori e superiori.

## **Verifica Basamento Cabina Gruppo elettrogeno**

In adiacenza alle due stazioni di sollevamento previste in progetto, sarà realizzato il basamento della cabina gruppo elettrogeno costituito da una soletta in c.a. in opera a pianta rettangolare delle dimensioni di circa 6,00mx3,40m per uno spessore di 25cm.

L'armatura principale sarà costituita da 4 barre filanti  $\phi 12$  inferiori e superiore pertanto si avrà nel basamento un'armatura diffusa con  $\phi 12/25$  inferiori e superiore.

L'armatura secondaria, disposta nella direzione ortogonale alla prima consiste in barre  $\phi 12$  passo 25 cm, disposte nella soletta di ripartizione.

---

### 1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione e' la seguente:

- /1/ D.M. del 17/01/2018 "Norme tecniche per le Costruzioni" (nel seguito NTC);
- /2/ Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (nel seguito "circolare").
- /3/ Eurocode 8: "Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects";
- /4/ Deliberazione di Giunta Regionale della Campania n° 5447 del 07 novembre 2002 – Aggiornamento della Classificazione Sismica dei Comuni della Regione Campania;
- /5/ L.R. Campania n. 9/86;
- /6/ Legge n. 64 del 2 febbraio 1974. "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";

/7/ Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971. “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”;

### 1.3. BIBLIOGRAFIA

- /1/ Cremonesi: “Manuale di Ingegneria Civile”, Volume 1 - Zanichelli / ESAC - Bologna, 1996;
- /2/ Bares R. “Calcolo di lastre e Piastre con la teoria elastica lineare” Ed. Maggioli Editore.

### 1.4. CRITERI DI VERIFICA DELLA SICUREZZA

#### **Metodo di Verifica agli Stati Limite**

Le verifiche sono effettuate con il metodo agli Stati Limite che permette di accertare che gli effetti delle azioni di calcolo non superino quelli compatibili con lo stato limite considerato (cfr. 2.2.1 delle NTC).

Si distinguono varie situazioni limite, completamente differenti, denominate Stato Limite di Esercizio (SLE) e Stato Limite Ultimo (SLU).

Lo Stato Limite Ultimo corrisponde al valore estremo della capacità portante ed a forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. L'analisi viene effettuata in campo elastico lineare. Il criterio di verifica adottato è quello semiprobabilistico o metodo dei coefficienti parziali. Il valore di calcolo della generica azione  $F$  è ottenuto moltiplicando il valore caratteristico  $F_k$  per il coefficiente parziale  $\gamma_F$ :  $F_d = F_k \gamma_F$ . Il valore di calcolo della generica proprietà  $f$  del materiale è ottenuto, invece, dividendo il valore caratteristico  $f_k$  per il coefficiente parziale del materiale  $\gamma_M$ :  $f_d = f_k / \gamma_M$ .

Per il calcolo delle sollecitazioni limite nelle sezioni di verifica degli elementi vengono utilizzati legami costitutivi  $\sigma$ - $\varepsilon$  dei materiali di tipo non lineare.

Lo Stato Limite di Esercizio è uno stato al di là del quale non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti e comprende tutte le situazioni che comportano un rapido deterioramento della struttura, (tensioni di compressione eccessive o fessurazione del calcestruzzo) o la perdita di funzionalità (deformazioni o vibrazioni eccessive). Per la verifica viene effettuata un'analisi strutturale di tipo elastica-lineare.

Per il calcolo delle azioni e delle proprietà dei materiali si utilizzano i valori caratteristici, pertanto i coefficienti parziali di sicurezza risultano pari a 1.

Si definiscono tre diverse combinazioni di carico (Rara, Frequente e Quasi-Permanente) corrispondenti a probabilità di superamento crescenti e valori del carico progressivamente decrescenti. Per il calcolo delle azioni e delle Proprietà dei materiali si utilizzano sempre i valori caratteristici.

Per il calcolo delle tensioni nelle sezioni di verifica degli elementi, considerato che lo stato tensionale è lontano dai valori di rottura, vengono utilizzati legami costitutivi  $\sigma$ - $\varepsilon$  dei materiali di tipo elastico lineare.

Inoltre, nei confronti delle azioni sismiche, sussistono delle condizioni aggiuntive che devono essere verificate: gli stati limite corrispondenti sono individuati partendo dalle prestazioni che l'opera deve garantire nel suo complesso, a seguito di un evento sismico. In particolare, per gli stati limite di esercizio si distinguono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

mentre per gli stati limite ultimi, invece, si distinguono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Ciascuno di questi stati limite è riferito a una possibilità di danneggiamento dell'opera e delle sue parti via via crescenti e ad una probabilità di superamento dell'evento sismico, nel periodo di ritorno di riferimento, via via decrescente (punto 3.2.1 delle NTC).

La valutazione della sicurezza viene effettuata come specificato al punto 2.3 delle NTC, cioè si valuta che gli “Effetti” delle azioni sono al più pari alle “Resistenze”.

Simbolicamente il concetto di cui sopra si esprime attraverso la relazione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove con  $R_d$  si intendono le resistenze di progetto valutate sulla base dei valori di progetto delle resistenze dei materiali e con  $E_d$  gli effetti delle azioni valutati in base ai valori di progetto delle stesse.

Le verifiche di sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio controllando gli aspetti di funzionalità e stato tensionale.

#### ***Verifica agli Stati Limite Ultimi per le Opere Geotecniche***

Il criterio generale, che sta alla base della progettazione geotecnica agli Stati Limite Ultimi, prevede la concomitanza di due problemi fondamentali per il dimensionamento delle opere geotecniche, per le quali, oltre a fare riferimento alle caratteristiche di resistenza dei materiali da costruzione, è necessario considerare la duplice valenza del terreno, che, interagendo con la struttura, può assumere, allo stesso tempo, una funzione sia resistente che sollecitante.

Inoltre, se da un lato si deve far riferimento alle caratteristiche di resistenza del terreno ed alle verifiche di tipo strettamente geotecnico, dall’altro si devono pure effettuare le verifiche di resistenza più propriamente strutturali, in funzione delle caratteristiche dei materiali che costituiscono l’opera stessa.

Per tenere conto di questi differenti aspetti, le Norme Tecniche per le Costruzioni, in linea con gli Eurocodici, distinguono diverse tipologie di stati limite: Stati Limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), Stati Limite di resistenza del terreno (GEO) e Stati limite di resistenza della struttura (STR), proponendo diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, definiti rispettivamente per le azioni (A), per i parametri geotecnici

(M) e per le resistenze globali (R), in funzione dello Stato Limite considerato e della specifica tipologia di opera in esame.

Nelle verifiche nei confronti degli Stati Limite strutturali (STR) e geotecnici (GEO), si possono adottare due diversi Approcci progettuali, ciascuno caratterizzato dalla scelta di diversi gruppi di coefficienti da assegnare, tanto alle forze, quanto alle resistenze e ai parametri geotecnici. Tali approcci oltre ad essere distinti tra loro, sono anche alternativi, ovvero vanno scelti, in funzione della tipologia dell'opera e delle particolari prescrizioni normative e possono essere applicati alternativamente, facendo riferimento anche ad uno solo di essi.

In particolare, per il primo approccio progettuale, definito appunto "Approccio 1", sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti, definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) ed eventualmente per la resistenza globale del sistema (R).

La Combinazione 1 è generalmente la più gravosa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere geotecniche (STR), in quanto si incrementano i carichi (mediante i coefficienti riportati nella colonna A1) e si lasciano invariate le resistenze del terreno (applicando i coefficienti della colonna M1). La Combinazione 2, invece, è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento geotecnico dell'opera (GEO), visto che si riducono i valori caratteristici delle resistenze del terreno (mediante i coefficienti della colonna M2), lasciando pressoché invariate le azioni (mediante i coefficienti della colonna A2).

Nel secondo approccio progettuale, denominato "Approccio 2", è prevista, invece, un'unica Combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nei confronti delle verifiche strutturali, che di quelle geotecniche. In tal caso si impiegano, per le azioni e per le caratteristiche di resistenza del terreno, i coefficienti riportati rispettivamente nelle colonne A1 ed M1.

Qualunque sia l'approccio progettuale seguito, per le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Equilibrio come corpo rigido (EQU), invece, è prevista un'unica combinazione

di coefficienti, utilizzando, per le azioni, quelli riportati nella colonna EQU e per le resistenze, quelli nella colonna M2.

In presenza di sisma, la combinazione delle azioni sismiche con le altre azioni, prevede l'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni pari all'unità, mentre per le verifiche geotecniche (GEO) si richiedono coefficienti di sicurezza maggiori di uno per i parametri geotecnici e/o per le resistenze. Per le verifiche strutturali (STR) è richiesto che i coefficienti "lato" carichi (A) e "lato" materiali geotecnici (M) siano tutti posti a 1.

Inoltre è necessario tenere conto dell'azione sismica verticale, diretta sia verso l'alto, che verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli, che generalmente si hanno quando la componente verticale del sisma è diretta verso l'alto.

#### 1.5. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Per poter definire i livelli di sicurezza attesi dall'opera, richiesti dalle norme (capitolo 2 delle NTC) è necessario definire, la "Vita Nominale" (cfr. punto 2.4.1 delle NTC) e "Classe d'Uso" (cfr. punto 2.4.2 delle NTC).

Si prevede che la funzionalità dell' opera in progetto deve permanere all'incirca per 50 anni, pertanto essa deve poter essere usata, per lo scopo al quale è stata destinata, purché soggetta a manutenzione, per non meno di detto intervallo di tempo. Pertanto si definisce una Vita Nominale ( $V_N$ ) pari a **50 anni**, pari all'intervallo di tempo per cui è richiesta la completa funzionalità delle opere.

Poiché durante l'uso delle opere in progetto possono prevedersi normali affollamenti e funzioni pubbliche non essenziali, esse possono classificarsi in **Classe II**, definita in funzione delle possibili conseguenze dovute ad una interruzione di operatività, o eventuale collasso.

In definitiva (cfr. punto 2.4.3 delle NTC) il periodo di riferimento dell'azione sismica vale:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Dove:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

E pertanto  $V_R=50$  anni.

#### 1.6. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E MODELLO GEOTECNICO

Circa i parametri geotecnici che si adottano nel dimensionamento delle opere di fondazione e nel calcolo delle azioni trasmesse dal terreno alle opere si fa riferimento all'elaborato RELAZIONE GEOLOGICA.

La redazione della relazione di cui sopra è stata supportata dall'esecuzione di varie indagini in sito ed in laboratorio.

I sondaggi geognostici eseguiti sono stati siglati ed approfonditi secondo lo schema seguente:

#### *Sondaggio Profondità (m dal p.c.)*

A4	10,00
C2	10,00
C2'	10,00
C6	10,00

Le indagini hanno evidenziato le stratigrafie riportate in allegato alla relazione geologica costituite essenzialmente da alternanze di sabbie piroclastiche e limi. Si segnala inoltre per i sondaggi C2-C2' -C6 in via madonna del pantano la presenza della falda quasi a piano campagna.

Nel corso dei sondaggi geognostici a carotaggio continuo, a quote diversificate, sono state eseguite complessivamente n.8 prove penetrometriche dinamiche in foro del tipo S.P.T.

<i>Sondaggio</i>	<i>Prova Profondità</i>	<i>N° colpi</i>
A4 S.P.T. 1	m. 2,50-2,95	N (2-2-3)

A4 S.P.T. 2	m. 8,50-8,95	N (8-10-10)
C2 S.P.T. 1	m. 4,00-4,45	N (3-4-2)
C2 S.P.T. 2	m. 6,00-6,45	N (3-3-5)
C2' S.P.T. 1	m. 4,00-4,45	N (4-4-2)
C2' S.P.T. 2	m. 6,50-6,95	N (3-5-6)
C6 S.P.T. 1	m. 3,00-3,45	N (1-2-2)
C6 S.P.T. 2	m. 8,00-8,45	N (1[30 cm]-1)

	NSPT	Resistenza dinamica (kPa)	Peso di Volume (kN/m <sup>3</sup> )	Angolo di attrito interno (°)	Modulo di Young (kPa)	Modulo deformazione e di taglio (kPa)	Densità relativa (%)	Modulo edometrico (kPa)
<b>Sondaggio A4 Prof. (m)</b>								
2.5	5	2216	13.5	29	10781	20803	18.31	3500
8.5	20	6590	15	34	75900	48526	50.43	10000

	NSPT	Resistenza dinamica (kPa)	Peso di Volume (kN/m <sup>3</sup> )	Angolo di attrito interno (°)	Modulo di Young (kPa)	Modulo deformazione e di taglio (kPa)	Densità relativa (%)	Modulo edometrico (kPa)
<b>Sondaggio C2 Prof. (m)</b>								
4.00	6	2385	16.5	31	13683	23254	19.73	4000
6.5	8	2883	15	32	20180	27723	28.38	5500

	NSPT	Resistenza dinamica (kPa)	Peso di Volume (kN/m <sup>3</sup> )	Angolo di attrito interno (°)	Modulo di Young (kPa)	Modulo deformazione e di taglio (kPa)	Densità relativa (%)	Modulo edometrico (kPa)
<b>Sondaggio C2' Prof. (m)</b>								
4.00	6	2385	16.5	31	13683	23254	19.73	4000
6.50	11	3963	14	33	31565	33677	36.03	7700

	NSPT	Resistenza dinamica (kPa)	Peso di Volume (kN/m <sup>3</sup> )	Angolo di attrito interno (°)	Modulo di Young (kPa)	Modulo deformazione e di taglio (kPa)	Densità relativa (%)	Modulo edometrico (kPa)
<b>Sondaggio C6 Prof. (m)</b>								
3.00	4	443	14	29	8120	18151	15.72	3000
8.00	1.5	15801	14	28	2557	9969	8.03	1400

Nel corso dei sondaggi, sono stati prelevati complessivamente n.8 campioni di terreno che sottoposti a prove di laboratorio hanno fornito i seguenti risultati

Denominazione	Profondità[m]	granulometria	$\gamma$ [KN/mc]	$\phi'$	$c'$ [KPa]
C2-C1	2-2.5	Sabbia limosa	18.83	36.68	7.41
C2-C2	6-6.5	Limo con sabbia	16.68	32.40	18.39
C2'-C1	3.5-4	Limo sabbioso debolmente argilloso	16.13	31.31	20.34
C2'-C2	6-6.5	Limo sabbioso ghiaioso debolmente argilloso	15.21	32.11	18.23
C6-C1	2.5-3	Limo con sabbia argilloso	15.86	33.40	20.04
C6-C2	7.5-8	Sabbia con limo ghiaiosa	15.48	37.48	11.17
A4-C1	8-8.5	Sabbia con limo	16.36	34.14	13.67
A4-C2	2-2.5	Sabbia con limo debolmente ghiaiosa	12.90	31.47	17.19

A seguito delle prove MASW eseguite si è desunto che il parametro Vs30 è caratterizzato dalle seguenti velocità rilevate

- Vs30 SS1 pari a 244 m/s per l'intervallo di sottosuolo calcolato dal p.c. a -30,00 mt = suolo categoria C;
- Vs30 SS2 pari a 249 m/s per l'intervallo di sottosuolo calcolato dal p.c. a -30,00 mt= suolo categoria C;
- Vs30 SS3 pari a 239 m/s per l'intervallo di sottosuolo calcolato dal p.c. a -30,00 mt = suolo categoria C;
- Vs30 SS4 pari a 251,000 m/s per l'intervallo di sottosuolo calcolato dal p.c. a -30,00 mt = suolo categoria C;

Ai fini della progettazione delle opere in progetto il modello di sottosuolo, si ipotizza costituito, in maniera semplificata ed a vantaggio di sicurezza, da uno strato avente i seguenti parametri geotecnici:

$\gamma_t=16,0 \text{ kN/m}^3$ : peso specifico terreno;

$\phi=26^\circ$ : angolo di attrito interno;

$c=0 \text{ kN/m}^2$ : coesione;

$E_{ed}= 6,00\text{Mpa}$

categoria di sottosuolo ai sensi della tabella 3.2.II delle NTC = C.

falda influente ai fini della progettazione delle stazioni in C2 e C6, ininfluente per la stazione A4.

I valori dei parametri geotecnici qui elencati sono da intendersi come “valori caratteristici” secondo la dizione delle NTC.

## **2. Parametri per l’analisi sismica**

Dal punto di vista sismico, sulla base della Deliberazione di Giunta Regionale della Campania n°5447 del 07 novembre 2002, l’area in esame ricade in “zona II”.

### **Caratterizzazione sismica del sito (pericolosità)**

La Pericolosità sismica di base viene determinata partendo dalle coordinate geografiche del sito in esame, ovvero Latitudine e Longitudine, rispettivamente pari a **40,890369** e **14,083482**, entrambe riportate in gradi decimali ed espresse nel “Datum ED50”( nel caso specifico trattandosi di opere a rete si considerano le coordinate medie dell’area oggetto di intervento).

L’allegato “A” delle NTC prevede che l’azione sismica di riferimento per la progettazione (paragrafo 3.2.3) venga definita sulla base dei valori di pericolosità sismica derivata da studi condotti a livello nazionale, su dati aggiornati, con procedure trasparenti e metodologie validate. I dati utilizzati per le valutazioni devono essere resi pubblici, in modo che sia possibile la riproduzione dell’intero processo.

La *pericolosità sismica* viene descritta:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle **NTC**, nelle condizioni di sito di riferimento rigido;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (*reticolo di riferimento*) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno  $T_R$  ricadenti in un *intervallo di riferimento* compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi precisati al paragrafo 3.2.2. "*Categorie di suolo e condizioni topografiche*", per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Allo stato attuale, la *pericolosità sismica* su *reticolo di riferimento* nell'*intervallo di riferimento* è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/> al Progetto INGV-DPC S1.

Ai fini dell'individuazione della pericolosità del sito di ubicazione delle opere in progetto si è utilizzata una applicazione che può essere scaricata dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici all'indirizzo: [www.cslp.it](http://www.cslp.it). Detta applicazione fornisce le PGA in funzione del periodo di ritorno per un'assegnata località individuabile dalle proprie coordinate geografiche. Per la precisione l'applicazione fornisce, tra l'altro, anche la forma spettrale relativa al sito individuato.

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate      LONGITUDINE: 14,08348      LATITUDINE: 40,89037

Ricerca per comune      REGIONE: Campania      PROVINCIA: Napoli      COMUNE: Giugliano in Campania

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, a "Ricerca per coordinate".

INTRO      **FASE 1**      FASE 2      FASE 3

Per poter definire i livelli di sicurezza attesi dall'opera richiesti dalle norme (capitolo 2 delle NTC) è necessario definire la "Vita Nominale" (cfr. punto 2.4.1 delle NTC) e la "Classe d'Uso" (cfr. punto 2.4.2 delle NTC).

Poiché l'opera in progetto può ritenersi ordinaria, si prevede che la sua funzionalità deve permanere all'incirca per 50 anni, pertanto essa deve poter essere usata, per lo scopo al quale è stata destinata, purché soggetta a manutenzione, per non meno di detto intervallo di tempo. Pertanto si definisce una Vita Nominale ( $V_N$ ) pari a **50 anni**.

Per la tipologia e l'uso delle opere in progetto, esse possono classificarsi in **Classe II**, definita in funzione delle possibili conseguenze dovute ad una interruzione di operatività, o eventuale collasso.

In definitiva (cfr. punto 2.4.3 delle NTC) il periodo di riferimento dell'azione sismica vale:

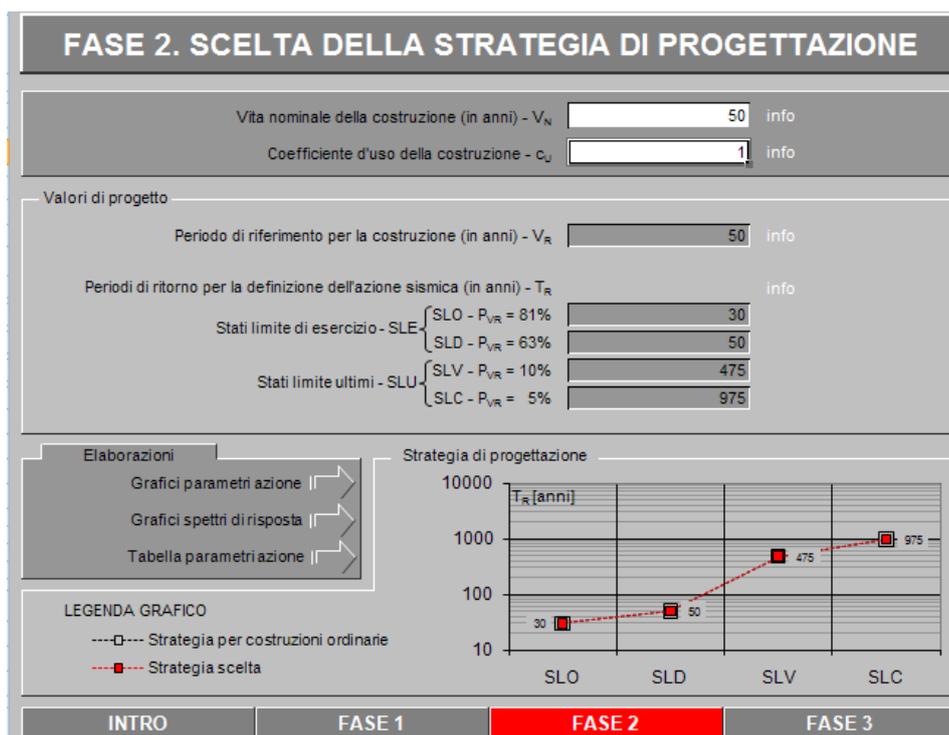
$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso  $C_U$

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Pertanto:  $V_R=50$  anni.



In definitiva, i parametri utili per la caratterizzazione sismica del sito in cui sorgono le opere del presente progetto, ipotizzando terreno tipo C e classe topografica T1, sono riportati nella tabella seguente.

Stato Limite	Tr [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub>	Tc' [s]
Operatività (SLO)	30	0,040	2,388	0,282
Danno (SLD)	50	0,053	2,327	0,315
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,147	2,384	0,346
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,189	2,439	0,348
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

### Caratterizzazione sismica del sito (geologia locale)

I parametri riportati in tabella permettono di caratterizzare il sito qualora fossimo in presenza di roccia affiorante, pertanto per poter definire compiutamente l'azione sismica è necessario individuare la categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche del sito di ubicazione delle opere.

Sulla base delle indagini eseguite, riportate nella relazione geologica allegata al progetto, si sono ottenute velocità delle onde di taglio compreso fra 180 e i 360 m/s pertanto al sottosuolo di interesse per le opere in progetto si attribuisce la categoria di sottosuolo C di cui alla tabella 3.2.II delle NTC, qui riportata per comodità di lettura.

**Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo**

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).

Essendo le strutture ubicate in area le cui condizioni topografiche possono essere assimilate a quelle della categoria **T1** della tabella 3.2.IV delle NTC2008, essendo le pendenze medie in gioco molto inferiori ai 15° previsti dalla stessa tabella.

**Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche**

Categoria	Caratteristiche della superficie 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 $i > 30^\circ$

L'amplificazione topografica può definirsi attraverso il parametro  $S_T$  riportato nella tabella 3.2.VI delle NTC:

**Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

L'amplificazione stratigrafica può definirsi attraverso i parametri riportati nella tabella 3.2.V delle NTC:

$S_S$  fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici di riferimento, per ciascuno Stato Limite considerato;

$C_c$  fattore che determina il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

Detti parametri, insieme all'accelerazione di ancoraggio sul sito, sono riassunti nella seguente tabella:

STATO LIMITE	T <sub>R</sub>	a <sub>g</sub> /g	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub> *	Suolo	C <sub>c</sub>	S <sub>s</sub>	S <sub>T</sub>	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>	S <sub>s</sub> S <sub>T</sub> a <sub>g</sub> /g
	[anni]	[g]	-	-	-	-	-	-	[s]	[s]	[s]	[g]
SLO	30	0,04	2,388	0,282	C	1,594	1,500	1,000	0,150	0,450	1,760	<b>0,060</b>
SLD	50	0,053	2,327	0,315		1,537	1,500	1,000	0,161	0,484	1,812	<b>0,080</b>
SLV	475	0,147	2,384	0,346		1,490	1,490	1,000	0,172	0,516	2,188	<b>0,219</b>
SLC	975	0,189	2,439	0,348		1,488	1,423	1,000	0,173	0,518	2,356	<b>0,269</b>

Con il fattore di amplificazione topografica del terreno di cui alla tabella 3.2.VI vale  $S_T=1$ .

## 2.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali e i parametri di calcolo adottati nelle elaborazioni.

Per le strutture in c.a. è previsto l'impiego di calcestruzzo classe **C25/30**, ed acciaio in barre tipo **B450C**.

### Calcestruzzo

La Classe di Resistenza del calcestruzzo è contraddistinta da una resistenza cubica caratteristica  $R_{ck}$ , da cui si ottiene il valore della resistenza cilindrica caratteristica pari a:

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$$

E' possibile passare dal valore caratteristico al valore medio della resistenza cilindrica, mediante l'espressione:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

Il valore di calcolo della resistenza del calcestruzzo, si ottiene dividendo il rispettivo valore caratteristico per il coefficiente di sicurezza  $\gamma_c$  dello stesso, pari a 1,50 (punto 4.1.2.1.1.1 delle NTC). Quest'ultimo deve essere ridotto del 15% per tenere conto della riduzione di resistenza sotto i carichi di lunga durata, ottenendo così il valore

$$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / \gamma_c$$

Il Modulo Elastico del calcestruzzo  $E_c$  da adottare, secondo quanto stabilito dalle Norme, è quello istantaneo secante tra la tensione nulla e  $0.40f_{cm}$ , e si assume pari a:

$$E_{cm}=22000[f_{cm}/10]^{0.3}$$

Infine, si definiscono, le seguenti resistenze per il calcestruzzo, tutte funzioni della classe dello stesso:

$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	Resistenza media a trazione
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	Resistenza caratteristica a trazione
$f_{cfk} = 1.2 f_{ctk}$	Resistenza caratteristica a trazione per flessione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	Resistenza di calcolo a trazione
$f_{cfd} = f_{cfk} / \gamma_c$	Resistenza di calcolo a trazione per flessione

In definitiva per il calcestruzzo Rck 25/30 i parametri salienti sono:

$R_{ck}$	$\gamma_M$	$f_{ck,calc.}$	$f_{cm}$	$E_{cm}$	$f_{cd}$	$f_{ctm}$	$f_{ctk}$	$f_{cfk}$	$f_{ctd}$	$f_{cfd}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]								
30	1,5	24,9	33	31476	14,2	2,56	1,80	2,15	1,20	1,44

### Acciaio per c.a.

Selezionato il tipo di acciaio B450C, risulta definito il valore caratteristico della tensione di snervamento  $f_{yk}$  pari a 450 N/mm<sup>2</sup>.

Il valore di calcolo della resistenza dell'acciaio, si ottiene dividendo il valore caratteristico per il coefficiente di sicurezza  $\gamma_s$  dello stesso (punto 4.1.2.1.1.4 delle NTC), pari a 1,15, ottenendo  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391,3$  N/mm<sup>2</sup>.

Il Modulo Elastico dell'acciaio impiegato è 210000 N/mm<sup>2</sup> ed il valore di deformazione corrispondente allo snervamento è pari a  $\gamma_s = f_{yd} / E_s = 0,1863$ .

La classe del calcestruzzo prescritta (C25/30) è stata scelta in considerazione della richiesta di durabilità delle opere, ovvero per le fondazioni e le opere contro terra di sostegno di terrapieni e quindi interrate e/o a contatto con il terreno, dal lato esterno, ed a contatto con i liquami dal lato interno.

Le classi di esposizione cui fare riferimento in Italia sono riportate nel prospetto 1 della norma UNI 11104, del quale, si riporta lo stralcio relativo “all’ambiente” che interessa le strutture in progetto.

CLASSE D'ESPOSIZIONE	DESCRIZIONE AMBIENTE	PARTI DI STRUTTURA INTERESSATE
XC1	Interni di edifici con umidità relativa bassa	Strutture in elevazione, tranne il primo piano fuori terra ("piano pilotis")
XC2	Bagnato, raramente asciutto, strutture permanentemente immerse in liquidi o terreni non aggressivi	Fondazioni e muri contro terra
XC3	Umidità moderata al riparo dalla pioggia	Strutture del piano terreno ("piano pilotis")
XA1	Terreni o acque con aggressività di tipo chimico debole	Fondazioni e muri contro terra

*Classificazione degli elementi strutturali secondo il prosp. 1 della UNI 11104*

Conseguentemente le prescrizioni valide per il calcestruzzo esposto a detto ambiente sono riportate nella tabella di cui alla figura seguente:

Le NTC (cfr. punto 4.1.2.2.4.3), distinguono le condizioni ambientali in ordinarie, aggressive e molto aggressive, e definiscono, per ciascuna condizione, le corrispondenti classi di esposizione, come di seguito indicato nella tabella seguente (cfr. tab. 4.1.III delle NTC):

**Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Dette condizioni ambientali, insieme alla sensibilità alla corrosione delle armature determina la scelta degli stati limite di fessurazione (cfr. punto 4.1.2.4.5 delle NTC), nonché i valori dei “copriferrì” minimi da adottare nelle strutture.

Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei prospetti 4.4N e 4.5N dell’EC2, che si riferiscono a strutture con vita utile di 50 e 100 anni.

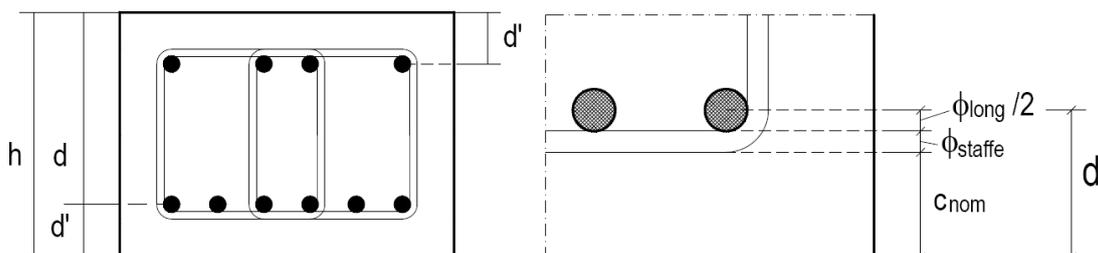
CLASSE D'ESPOSIZIONE AMBIENTALE	SPESSORE MINIMO DI COPRIFERRO ( $c_{min,dur}$ )			
	VITA UTILE 50 ANNI		VITA UTILE 100 ANNI	
	C.A.	C.A.P.	C.A.	C.A.P.
X0	10	10	20	20
XC1	15	25	25	35
<b>XC2, XC3</b>	<b>25</b>	35	35	45
XC4	30	40	40	50
XS1, XD1	35	45	45	55
XS2, XD2	40	50	50	60
XS3, XD3	45	55	55	65

Spessori minimi del copriferro secondo i prospetti 4.4N e 4.5N dell'EC 2:2005

Pertanto nei calcoli si è tenuto conto che nella posa delle armature, vengano rispettati i valori del “copriferro” nominale, come sotto rappresentato:

$$c_{nom} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur}) + 10 \text{ (mm)} \geq 20 \text{ mm}$$

$$c_{min,b} = \phi \sqrt{n_b} \quad n_b \text{ numero di barre di un eventuale gruppo di barre; per barra singola } n_b = 1.$$



Altezze d e d'

Dove  $c_{nom}$ : è dato nella seguente tabella

Struttura	$c_{nom}$
Fondazioni pareti e copertura	35 mm

La rispondenza dei materiali ai requisiti sopra riportati verrà accertata mediante le usuali prove.

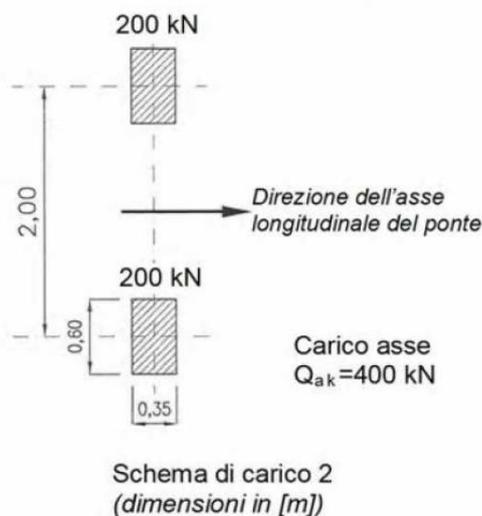
## 2.2. CARICHI DI PROGETTO

I carichi di progetto presi in conto, sono i seguenti:

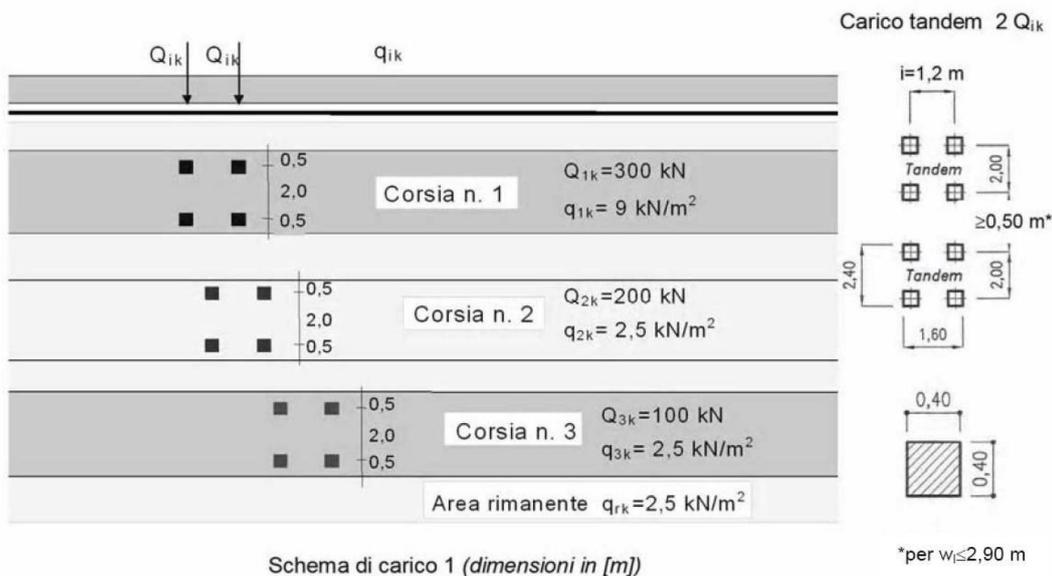
- peso proprio delle strutture ( $\gamma_{cls}=25,00 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_{acciaio}=78,50 \text{ kN/m}^3$ );

- carichi permanenti portati (sovrastuttura stradale  $\gamma_{mass.}=23,00 \text{ kN/m}^3$ );
- azioni variabili da traffico (cfr. punto 5.1.3.3.3 delle NTC) per ponti di 1<sup>a</sup> categoria, in funzione del rapporto delle dimensioni del mezzo e quello delle opere gravate dalle azioni:
  - (“schema di carico 2” costituito da un asse da  $Q_{asse} = 400 \text{ kN}$ )<sup>(1)</sup>;
  - (“schema di carico 1” costituito da due assi da  $Q_{asse} = 300 \text{ kN}$ , oltre ad un carico uniforme da  $9 \text{ kN/m}^2$ )<sup>(2)</sup>;
- Sovraccarico variabile sul terrapieno a tergo pareti  $30 \text{ kN/m}^2$ .
- Spinte del terreno a tergo pareti opera in ( $\gamma_t=16,00 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi=26^\circ$ );
- Azioni sismiche come da punto 3.2 delle NTC.

(1) Le azioni da traffico relative allo “schema di carico 2” sono rappresentate graficamente nella figura seguente:



(2) Le azioni da traffico relative allo “schema di carico 1” sono rappresentate graficamente nella figura seguente a meno delle indicazioni in esse riportate relative al carico  $Q_{1k}=300 \text{ kN}$  e carico uniforme  $q_{1k}=9,00 \text{ kN/m}^2$ :



Per quanto riguarda il carico variabile da traffico, ai fini delle combinazioni dei carichi, i relativi coefficienti sono stati dedotti dalla Tabella 5.1.VI.I delle NTC, sotto riportata in stralcio:

Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
5	0,0	0,0	0,0	

### **3. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA**

#### 3.1. DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE

##### *3.1.1. Opere scatolari*

In generale, la struttura di un opera scatolare, viene analizzata riconducendo il proprio comportamento, in maniera approssimata, al comportamento di tre sottostrutture:

1. Soletta di copertura;
2. Pareti laterali longitudinali;
3. Soletta di fondazione.

L’azione sismica viene presa in considerazione nel calcolo delle pareti della struttura, sottoforma di pressione locale agente fuori dal piano delle stesse.

Globalmente dette azioni, unite a quelle generate dall’inerzia delle restanti membrature, vengono trasferite alle pareti ortogonali, alla soletta di copertura ed alla soletta di fondazione, che risultano impegnate nel proprio piano, ove presentano rigidità e resistenza tali da poter far ritenere le relative verifiche strutturali di scarso significato ingegneristico e quindi esse vengono omesse.

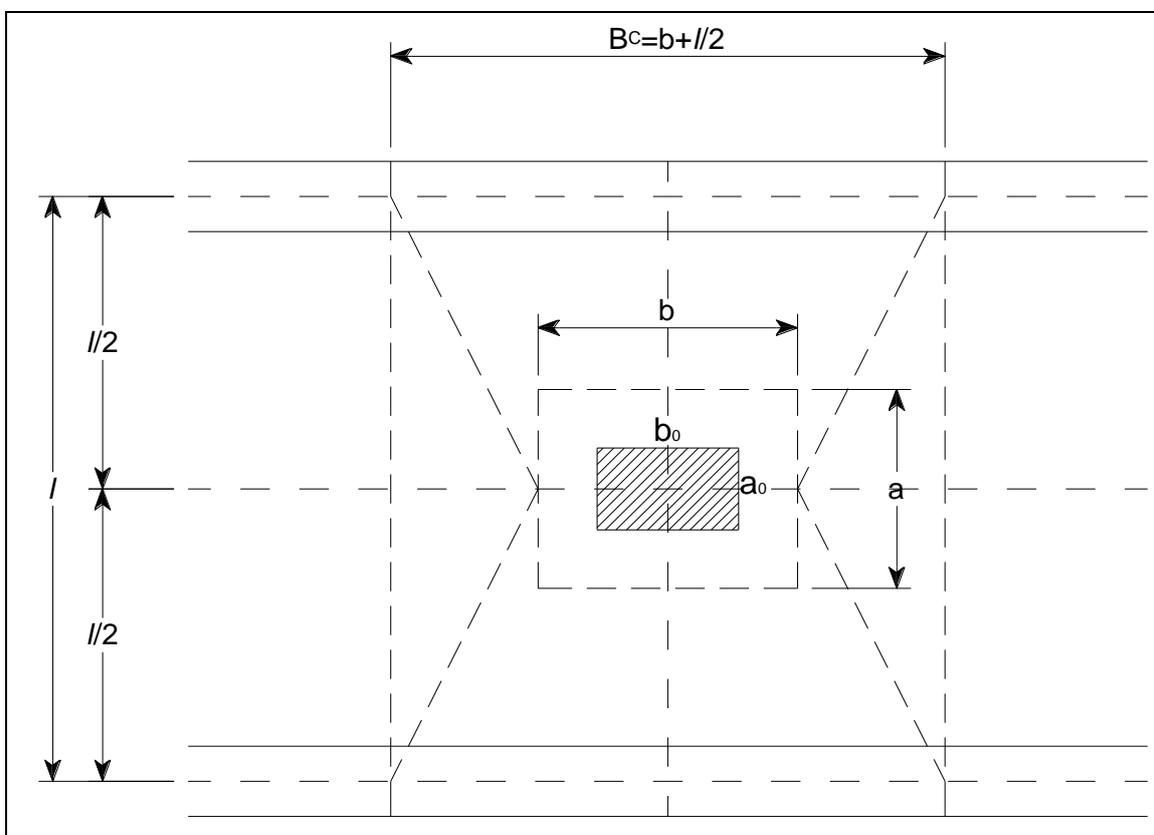
Poiché le opere scatolari in esame sono totalmente immerse nel terreno, le azioni sismiche globali a cui si sta facendo riferimento, sono contrastate dal terreno posto sul fronte che si oppone al verso delle azioni sismiche stesse. Si può pertanto affermare che le azioni sismiche, producono trascurabili effetti ribaltanti sul piano di posa delle fondazioni, e pertanto nel seguito detti effetti non verranno presi in considerazione e quindi dette azioni non intervengono nelle verifiche geotecniche.

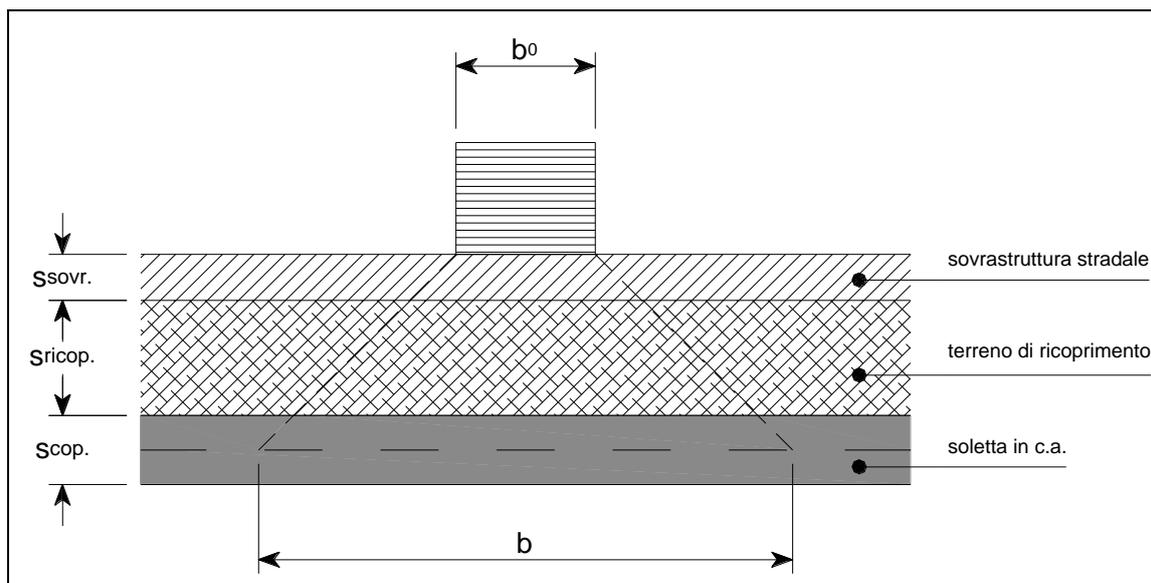
##### *1) Soletta di copertura*

Per tale membratura si è assunto un comportamento unidirezionale alle cui estremità si pongono le pareti laterali longitudinali di appoggio alla stessa.

Per ricavare le sollecitazioni per le condizioni di carico che contemplano le azioni concentrate nel mezzo convenzionale si è adottato una schematizzazione a striscia, fissando la larghezza collaborante pari alla corrispondente dimensione del rettangolo di ripartizione del carico aumentata di metà della luce  $l$  della soletta. La soletta si considera semplicemente appoggiata alle pareti ortogonali alla direzione della striscia stessa.

Si considera il caso in cui il transito del mezzo avvenga parallelamente alla luce di calcolo della soletta, schematizzata a striscia.





Per il carico concentrato del mezzo convenzionale si considera il rettangolo di ripartizione in asse alla soletta che misura:

$$a = a_0 + 2 \times s_{sovr.} + 2 \times s_{ricop.} + s$$

$$b = b_0 + 2 \times s_{sovr.} + 2 \times s_{ricop.} + s$$

Dove

$a_0$  è la dimensione lato longitudinale dell'impronta di carico sulla superficie stradale;

$b_0$  è la dimensione lato trasversale dell'impronta di carico sulla superficie stradale;

$s_{sovr.}$  è lo spessore della sovrastuttura stradale ricoprente la soletta;

$s_{ricop.}$  è lo spessore dell'eventuale ricoprimento di terreno sulla soletta di copertura;

$s$  è lo spessore della soletta.

Pertanto la larghezza collaborante vale:

$$B_C = l/2 + b$$

Le relazioni precedenti, vengono modificate, in maniera ovvia, in presenza di un bordo libero della soletta, prevedendo la posizione dell’impronta di carico sul bordo stesso.

$$B_C = l/4 + b/2 + b_0/2$$

In maniera analoga, allorquando le dimensioni della soletta consentano il posizionamento di entrambe le impronte, poste ad interasse, dello “schema di carico 2” di cui al punto 5.1.3.3.3 delle norme tecniche per le costruzioni (NTC2008), è possibile adeguare facilmente le relazioni precedenti.

$$B_C = l/4 + b/2 + i/2 \text{ per carico in asse, ovvero } B_C = b_0/2 + i/2 \text{ per carico su bordo.}$$

Infine, allorquando le dimensioni della soletta consentano il posizionamento dell’intero mezzo dello “schema di carico 1” di cui al punto 5.1.3.3.3 delle norme tecniche per le costruzioni (NTC2008), le relazioni precedenti per il calcolo della larghezza collaborante possono ancora ritenersi valide se si posizionano i due semiassi simmetricamente rispetto alla mezzeria della soletta e si pone come larghezza di base  $b_0$  la dimensione di una singola impronta di carico del mezzo “tandem”

In definitiva le sollecitazioni massime per le condizioni di carico elementari possono essere calcolate, attraverso le seguenti reazioni, relative ad una striscia di 1 m:

**caso 1**, “Schema di carico 2” di cui al punto 5.1.3.3.3 delle norme tecniche per le costruzioni (NTC2008), posto  $F=200$  kN

$$M_{F,\max} = \frac{F}{B_C} \cdot \left( \frac{l}{4} - \frac{a}{8} \right)$$

$$V_{F,\max} = \frac{F}{B_C} \cdot \frac{1}{2}$$

**caso 2**, “Schema di carico 1” di cui al punto 5.1.3.3.3 delle norme tecniche per le costruzioni (NTC2008), posto  $F=150$  kN ed  $i_2$  l’interasse tra i due assi del mezzo convenzionale

$$M_{F,\max} = \frac{F}{B_C} \cdot \frac{(l-i_2)}{2}$$

$$V_{F,\max} = \frac{F}{B_C}$$

Mentre ovviamente per i carichi uniformi

$$M_{q,\max} = q \cdot \frac{l^2}{8}$$

$$V_{q,\max} = q \cdot \frac{l}{2}$$

## 2) Pareti laterali

Si considera un comportamento a piastra verticale, incastrata alla base ed appoggiata sui restanti lati, sottoposta a carichi che possono essere ad andamento “idrostatico” (triangolare) oppure uniformi (costanti). Le dimensioni di calcolo della piastra sono identificate dai simboli

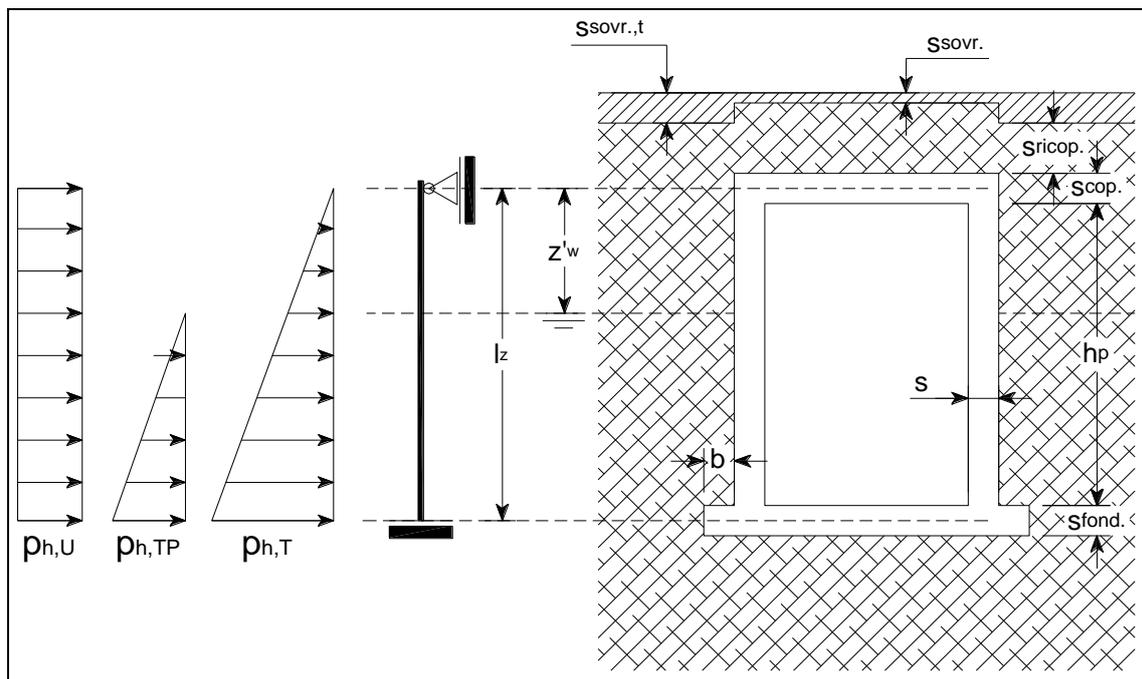
$h_p$  è l’altezza netta della parete;

$L_p$  è la larghezza netta della parete.

dalle quali, una volta noto lo spessore delle solette di copertura, di fondazione e delle pareti, possono ricavarsi le dimensioni di calcolo della piastra:

$l_z = h_p + s_{cop.} / 2 + s_{fond.} / 2$  è luce di calcolo della parete in direzione verticale;

$l_x = L_p + s_{par.}$  è luce di calcolo della parete in direzione orizzontale.



Per il calcolo della piastra si fa riferimento alla soluzione elastica riportata in forma tabellare nel testo di “Bares” (“Calcolo di lastre e Piastre con la teoria elastica lineare”, cfr. rif. /2/), per piastra incastrata su uno dei suoi lati ed appoggiata con continuità sui restanti lati, sottoposta sia a carico costante che uniformemente distribuito. Dalle tabelle possono desumersi i valori massimi dei momenti flettenti sia alla base della parete (per piano di inflessione verticale), che in asse alla stessa (per piano di inflessione orizzontale). Quando il vincolo in testa alla parete, non può essere considerato sufficiente ad impedire gli spostamenti, si prevede il calcolo secondo uno schema di mensola incastrato alla base.

Per il carico triangolare la tabella di riferimento è la seguente, ove si deve intendere  $a=l_z$  e  $b=l_x$ ,

Tab. 1.71 a

$\mu = 0,15$

$\gamma = \frac{a}{b}$

$\lambda = \frac{b}{a}$

$M_{y0s} = \mu M_{x0s}$

$\gamma$	$w_s$	$w_{max}$	$M_{xs}$	$M_{xmax}$	$M_{x0s}$	$M_{ys}$	$M_{ymax}$
0,5	0,0258	0,0258	0,0277	0,0281	-0,0653	0,0017	0,0023
0,6	0,0238	0,0238	0,0262	0,0265	-0,0629	0,0030	0,0038
0,7	0,0217	0,0217	0,0240	0,0243	-0,0597	0,0049	0,0058
0,8	0,0195	0,0195	0,0218	0,0219	-0,0561	0,0074	0,0079
0,9	0,0174	0,0174	0,0194	0,0194	-0,0523	0,0104	0,0104
1,0	0,0150	0,0150	0,0172	0,0172	-0,0495	0,0134	0,0134
f. m.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	$qa^2$	$qa^2$	$qa^2$	$qb^2$	$qb^2$

$\lambda$	$w_s$	$w_{max}$	$M_{xs}$	$M_{xmax}$	$M_{x0s}$	$M_{ys}$	$M_{ymax}$
0,5	0,0032	0,0032	0,0043	0,0058	-0,0210	0,0439	0,0448
0,6	0,0054	0,0054	0,0068	0,0080	-0,0275	0,0359	0,0364
0,7	0,0078	0,0078	0,0097	0,0105	-0,0338	0,0283	0,0285
0,8	0,0104	0,0104	0,0127	0,0128	-0,0392	0,0222	0,0223
0,9	0,0129	0,0129	0,0150	0,0150	-0,0445	0,0172	0,0172
1,0	0,0150	0,0150	0,0172	0,0172	-0,0495	0,0134	0,0134
f. m.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	$qa^2$	$qa^2$	$qa^2$	$qb^2$	$qb^2$

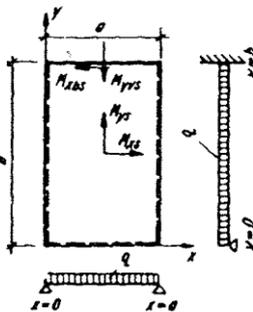
Per il carico uniforme, la tabella di riferimento è la seguente, ove si deve intendere  $a=l_x$  e  $b=l_z$ .

Tab. 1.8

$$\mu = 0,15$$

$$M_{xbs} = \mu M_{yvs}$$

$$\gamma = \frac{a}{b}$$



$\gamma$	$w_s$	$M_{xs}$	$M_{ys}$	$M_{yvs}$
0,50	0,1087	0,0908	0,0084	-0,0305
0,55	0,0981	0,0826	0,0109	-0,0362
0,60	0,0881	0,0747	0,0135	-0,0421
0,65	0,0786	0,0670	0,0162	-0,0479
0,70	0,0698	0,0599	0,0192	-0,0537
0,75	0,0618	0,0533	0,0221	-0,0594
0,80	0,0544	0,0472	0,0249	-0,0650
0,85	0,0479	0,0417	0,0277	-0,0703
0,90	0,0421	0,0369	0,0304	-0,0750
0,95	0,0370	0,0327	0,0330	-0,0797
1,00	0,0326	0,0291	0,0354	-0,0840
1,10	0,0253	0,0228	0,0399	-0,0917
1,20	0,0197	0,0180	0,0438	-0,0980
1,30	0,0155	0,0143	0,0471	-0,1032
1,40	0,0123	0,0115	0,0500	-0,1075
1,50	0,0099	0,0094	0,0524	-0,1109
1,60	0,0079	0,0076	0,0544	-0,1136
1,70	0,0063	0,0062	0,0561	-0,1160
1,80	0,0052	0,0052	0,0575	-0,1184
1,90	0,0043	0,0044	0,0586	-0,1203
2,00	0,0036	0,0037	0,0594	-0,1213
f.m.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	$qa^2$	$qb^2$	$qb^2$

Nel caso che il rapporto tra i lati della piastra sia sufficientemente elevato, oppure la presenza di fori di grosse dimensioni impedisca il comportamento a piastra, i valori delle

sollecitazioni vengono ricavati attraverso schemi monodimensionali a trave, vincolati all'estremità in funzione delle condizioni al contorno del tratto di piastra stesso.

### 3) Soletta di fondazione

La fondazione è costituita da una soletta dello spessore uniforme su cui scaricano le pareti laterali del pozzetto.

Il carico totale  $P_N$  trasmesso dalle pareti alla fondazione deriva dalla combinazione dei seguenti carichi elementari eventualmente amplificati per i coefficienti di combinazioni variabili a seconda della combinazione di carico considerata:

- Sovrastruttura stradale
- Soletta di copertura in C.A.
- Pareti in C.A.
- Carico accidentale sulla soletta di copertura

La pressione media netta agente sulla piastra di fondazione, utile per il calcolo delle sollecitazioni sulla piastra di fondazione per le verifiche strutturali (STR), risulta:

$$P_{med,netta} = \frac{P_N}{A_b}$$

Dove:

$A_b$  è la superficie dell'impronta di base della fondazione.

Aggiungendo al carico totale netto precedentemente calcolato

- Soletta di fondazione in C.A.
- Liquido all'interno della struttura

si ottiene il carico totale agente alla quota del piano di posa della fondazione utile per le verifiche di tipo geotecnico (GEO).

Ai fini della verifica strutturali della soletta di fondazione, essa si considera soggetta alla distribuzione di pressioni uniforme di valore pari a quello sopra calcolato depurato del peso proprio della soletta stessa.

La soletta è collegata “flessionalmente” alle pareti laterali in c.a. dello scatolare, pertanto si considera una piastra rettangolare con vincolo di parziale incastro lungo il contorno, congruamente con l’ipotesi di incastro alla base della parete verticale che trasferisce l’azione di incastro alla fondazione. Il calcolo della piastra può essere effettuato in maniera approssimata ripartendo le azioni nelle due direzioni ortogonali in funzione della rispettive rigidezze flessionali secondo i seguenti coefficienti (metodo di Grashof):

$$\eta_x = \frac{l_y^4}{K \cdot l_x^4 + l_y^4}$$
$$\eta_y = 1 - \eta_x$$

Pertanto le sollecitazioni massime, in campata (lembo teso estradosso), nella direzione “X” (per la fascia di 1,0m) valgono:

$$M_{x,max,c} = \eta_x \cdot P_{med.,netta} \cdot \frac{l_x^2}{C_x}$$

Mentre le sollecitazioni massime, in campata (lembo teso estradosso), nella direzione “Y” (per la fascia di 1,0m) valgono:

$$M_{y,max,c} = \eta_y \cdot P_{med.,netta} \cdot \frac{l_y^2}{C_y}$$

Analogamente le sollecitazioni massime, all’estremità in corrispondenza di un eventuale vincolo flessionale (lembo teso intradosso), nella direzione “X” (per la fascia di 1,0m) valgono:

$$M_{x,max,e} = \eta_x \cdot P_{med.,netta} \cdot \frac{l_x^2}{E_x}$$

Mentre le sollecitazioni massime, all’estremità in corrispondenza di un eventuale vincolo flessionale (lembo teso intradosso), nella direzione “Y” (per la fascia di 1,0m) valgono:

$$M_{y,max,e} = \eta_y \cdot P_{med.,netta} \cdot \frac{l_y^2}{E_y}$$

Dove  $C_x, C_y, E_x, E_y$  sono i coefficienti che tengono conto del grado di incastro sul contorno della piastra, che controllano i valori del momento flettente nelle sezioni oggetto di analisi. Analogamente,  $K$  è un coefficiente che tiene conto del grado di incastro sul contorno della piastra, e che quindi controlla la distribuzione del carico nelle due direzioni.

I coefficienti  $C$  ed  $E$  sono così fissati:

$C_x = 8$  nel caso di vincoli di appoggio-appoggio alle due estremità;

$C_x = 14,3$  nel caso di vincoli di incastro-appoggio alle due estremità;

$C_x = 24$  nel caso di vincoli di incastro-incastro alle due estremità;

$E_x = \infty$  nel caso di vincoli di appoggio-appoggio alle due estremità;

$E_x = 8$  nel caso di vincoli di incastro-appoggio alle due estremità;

$E_x = 12$  nel caso di vincoli di incastro-incastro alle due estremità;

Il discorso è perfettamente duale per la direzione ortogonale.

I coefficienti  $K$  sono determinati seguendo lo schema rappresentato nella figura sottostante:

**Tabella 5.14 - Valori di  $K = \frac{K_x}{K_y}$  per piastre comunque vincolate**

$K_{\frac{1}{1}} = 1$	$K_{\frac{1,5}{1}} = 1,5$	$K_{\frac{2}{1}} = 2$	$K_{\frac{1,7}{1}} = 1,7$	$K_{\frac{1,5}{1,7}} = 0,088$	$K_{\frac{1,5}{2}} = 0,75$	$K_{\frac{1,5}{1,5}} = 1$
$K_{\frac{2}{1,7}} = 0,118$	$K_{\frac{2}{2}} = 1$	$K_{\frac{1,7}{1,7}} = 1$	$K_{\frac{3,5}{1}} = 3,5$	$K_{\frac{3}{1}} = 3$	$K_{\frac{5}{1}} = 5$	$K_{\frac{3}{1,7}} = 0,177$
$K_{\frac{3}{2}} = 1,5$	$K_{\frac{3}{1,5}} = 2$	$K_{\frac{5}{1,7}} = 0,294$	$K_{\frac{5}{2}} = 2,5$	$K_{\frac{5}{1,5}} = 3,333$	$K_{\frac{3,5}{1,7}} = 0,206$	$K_{\frac{3,5}{2}} = 1,75$
$K_{\frac{3,5}{1,5}} = 2,333$	$K_{\frac{3}{3}} = 1$	$K_{\frac{3}{3,5}} = 0,857$	$K_{\frac{3,5}{3,5}} = 1$	$K_{\frac{5}{3}} = 1,667$	$K_{\frac{5}{3,5}} = 1,429$	$K_{\frac{5}{5}} = 1$

$l_y$  **INCASTRO**      **APPOGGIO**      **SEMINCASTRO**

I momenti flettenti calcolati, con il metodo sopra esposto, sono relativi al campo di piastra pensato isolato dal contesto e quindi, non tengono conto delle azioni flessionali trasmesse dalle pareti sovrastanti.

Pertanto, per la determinazione dell’armatura inferiore della soletta di fondazione, in corrispondenza delle pareti perimetrali esterne, si procede anche alla verifica della stessa per l’azioni di incastro calcolate alla base delle pareti.

Per i dettagli sulle elaborazioni eseguite per le verifiche più propriamente geotecniche (GEO), relative al carico limite del complesso terreno fondazione, e quelle relative ai cedimenti in esercizio, si rimanda alla relazione geotecnica e sulle fondazioni.

### 3.2. METODO CON CUI SONO STATE CONDOTTE LE VERIFICA AGLI STATI LIMITE

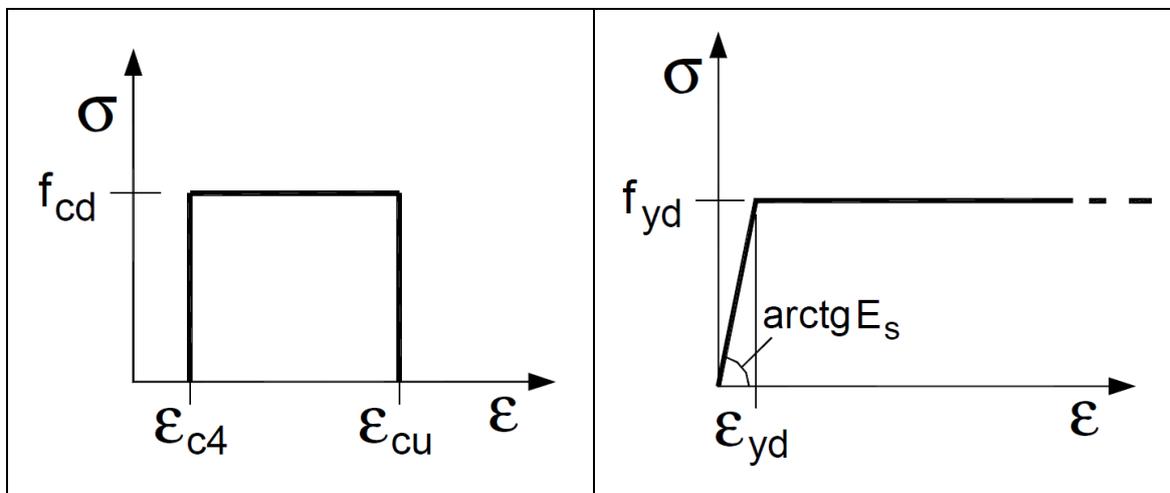
#### 3.2.1. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

##### Verifica a flessione

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni in c.a. a flessione, sono state adottate le ipotesi classiche di cui al punto 4.1.2.1.2.1 delle NTC:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- capacità deformazione ultima dell'acciaio teso illimitata;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione sotto riportati:



Dove, per la classe di calcestruzzo adoperata in progetto:

$$\epsilon_{c4} = 0,07\%$$

$$\epsilon_{cu} = 0,35\%$$

Dall'analisi dell'equilibrio della sezione si deducono la posizione dell'asse neutro ed il momento resistente ultimo  $M_{Rd}$ .

Infine, la verifica si conduce controllando che  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ .

Dove  $M_{Ed}$  è il momento flettente agente nella sezione, calcolato sulla base delle azioni allo SLU.

#### Verifica a Taglio

La verifica si conduce controllando che  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ .

Dove

$V_{Ed}$  è il valore del taglio agente nella sezione, calcolato sulla base delle azioni allo SLU.

$V_{Rd}$  è il valore della resistenza a taglio della sezione, calcolato sulla base delle relazioni del punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC, per gli elementi senza armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Ovvero, sulla base delle relazioni del punto 4.1.2.1.3.2 delle NTC, per gli elementi con armatura a taglio si calcola:

a) la resistenza di calcolo a "taglio trazione"

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

b) la resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Infine la resistenza a taglio è la minore tra quella calcolata in a) e quella calcolata in b).

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Dove:

$A_{sw}$	area dell'armatura trasversale;	
$s$	interasse tra due armature trasversali consecutive;	
$\alpha$	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;	
$f'_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );	
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo pari a	1
		per membrature non compresse
		per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$
		1,25
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$

### 3.2.2. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Il calcolo delle tensioni agenti nella fibra più compressa del calcestruzzo e nelle barre di acciaio sono state calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo, adottando un coefficiente di omogeneizzazione convenzionale acciaio/calcestruzzo pari a 15 come consentito dal punto C4.1.2.2.5 della “circolare”.

Dall'analisi dell'equilibrio della sezione si deducono la posizione dell'asse neutro ed il momento resistente di esercizio  $M_{Rd}$  nel rispetto delle tensioni imposte dallo stato limite che si vuole analizzare.

Infine, la verifica si conduce controllando che  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ .

Dove  $M_{Ed}$  è il momento flettente agente nella sezione, calcolato sulla base delle azioni allo SLE corrispondente.

#### a) limitazione tensioni in esercizio

I momenti flettenti sono calcolati sulla base delle seguenti limitazioni delle tensioni imposte:

### Combinazione Rara

$$\sigma_c = 0,60f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2 \text{ (condizione 4.1.40 delle NTC)}$$

$$\sigma_s < 0,80f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ (condizione 4.1.42 delle NTC)}$$

### Combinazione Quasi permanente

$$\sigma_c = 0,45f_{ck} = 11,3 \text{ N/mm}^2 \text{ (condizione 4.1.40 delle NTC)}$$

b) limitazione aperture delle fessure in esercizio

### Combinazione frequente e Combinazione Quasi permanente

Per la scelta degli stati limite di fessurazione, con riferimento alle esigenze di funzionalità e durata delle opere, si è fatto riferimento alla tabella 4.1.IV delle NTC, qui riportata.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Dove:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Il controllo dell'ampiezza delle fessure  $w_d < w_3$  per la combinazione "frequente" e  $w_d < w_2$  per la combinazione "quasi permanente", viene eseguito per via indiretta, come consentito dall'ultimo capoverso del punto 4.1.2.2.4.6 delle NTC. Pertanto si impone che la tensione dell'acciaio in funzione del diametro delle barre e delle loro spaziatura, sia ricavabile dalle seguenti tabelle:

**Tabella C4.1.II** *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

### 3.3. APPROCCIO PROGETTUALE E COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA UTILIZZATI

Le verifiche agli stati limiti ultimi strutturali (**STR**) e geotecniche (**GEO**) sono state condotte secondo “l’approccio 2” di cui al punto 2.6.1 delle NTC.

Si è quindi impiegata una sola combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). Con la simbologia delle NTC, in sintesi si è considerata la seguente combinazione:

$$(A1+M1+R3)$$

I coefficienti parziali di sicurezza “lato carichi” (eccetto quelli da traffico) sono stati scelti entrando opportunamente nella tabella 2.6.I delle NTC.

**Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

Per i carichi variabili da traffico i coefficienti di sicurezza parziali “lato carichi” sono stati scelti tra quelli del gruppo A1 della tabella 5.1.V delle NTC (capitolo dei ponti), come previsto per l’unica combinazione relativa all’approccio 2.

**Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Per i coefficienti parziali di sicurezza “lato materiali strutturali” veri e propri si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.1.1 delle NTC, assumendo i valori riportati al paragrafo 2 della presente relazione (caratteristiche dei materiali).

Per i coefficienti parziali di sicurezza per i materiali e le resistenze di natura geotecnica, si deve fare riferimento ai coefficienti parziali indicati allo scopo nella tabella seguente tratta dalle NTC:

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Infine per i coefficienti parziali di sicurezza che operano sulle resistenze geotecniche globali si deve fare riferimento ai coefficienti parziali indicati allo scopo nella tabella seguente tratta dalle NTC:

**Tabella 6.4.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Per le analisi in presenza di sisma si segue l’approccio 2.

In presenza di sisma, l’approccio 2 prevede, per l’analisi di stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno l’utilizzo della Combinazione A1+M1+R3. In particolare, le variazioni di spinta prodotte dalle azioni sismiche si calcolano con i coefficienti parziali M1, mentre i coefficienti parziali A1 devono essere posti pari ad uno.

### 3.4. CARICHI CONSIDERATI E CONDIZIONI DI CARICO CONSIDERATE

Oltre al peso proprio delle strutture in c.a. sono stati considerati i seguenti carichi e le relative “condizioni di carico”.

*Per la copertura:*

$q_{G1}$	Carico dovuto al peso proprio della struttura	$G_1$
$q_{G2}$	carico per peso portato dovuto alla sovrastruttura	$G_2$
$q_Q$	carico accidentale uniformemente distribuito	Q
$F_Q$	carico accidentale su "impronta"	Q

*Per le pareti laterali esterne:*

$p_{h,t}$	pressione orizzontale del terreno in condizioni statiche alla base della parete <sup>(1)</sup>	$G_1$
$p_{h,w}$	incremento di pressione orizzontale alla base della parete per falda interferente <sup>(2)</sup>	$G_1$
$p_{h,qG1}$	pressione orizzontale per carico permanente (sovrastruttura stradale) sul terrapieno <sup>(1)</sup>	$G_1$
$p_{h,qG2}$	pressione orizzontale per carico permanente (terreno di ricoprimento) sul terrapieno <sup>(1)</sup>	$G_2$
$p_{h,qQ}$	pressione orizzontale per carichi variabili sul terrapieno in condizioni statiche <sup>(1)</sup>	Q
$p_{h,E,t}$	sovrappressione orizzontale del terreno sulla parete in condizioni sismiche <sup>(3)</sup>	$E_{SLV}$
$p_{h,E,p}$	carico orizzontale per effetti di inerzia della parete in condizioni sismiche <sup>(3)</sup>	$E_{SLV}$
$p_{h,E,qQ}$	sovrappressione orizzontale per sovraccarichi sul terreno in condizioni sismiche <sup>(2)</sup>	$E_{SLV}$

*Per le pareti interne, sottoposte alla pressione del liquido contenuto all'interno del pozzetto:*

$p_{h,w}$	pressione orizzontale del liquido alla base della parete in condizioni statiche	$G_1$
$p_{hu,E,w}$	aliquota uniforme della sovrappressione dell'acqua sulla parete in condizioni sismiche <sup>(4)</sup>	$E_{SLV}$
$p_{ht,E,w}$	aliquota triangolare della sovrappressione dell'acqua sulla parete in condizioni sismiche <sup>(4)</sup>	$E_{SLV}$
$p_{h,E,p}$	carico orizzontale per effetti di inerzia della parete in condizioni sismiche	$E_{SLV}$

*Per la soletta di fondazione:*

$P_{cop.}$	peso soletta di copertura	$G_1$
$P_p$	peso pareti laterali	$G_1$
$P_{fond.}$	peso soletta di fondazione	$G_1$
$P_w$	peso dell'acqua all'interno	$G_1$
$P_{sovr.}$	peso sovrastruttura stradale	$G_2$
$Q_{TOT}$	carico variabile totale	Q

Note:

- 1) pressione orizzontale sulle pareti laterali valutata come “spinta a riposo” trattandosi di un opera per la quale è impedita la possibilità di svilupparsi la spinta attiva, per il valore caratteristico dell'angolo di attrito del materiale posto a tergo delle pareti (M1); detta pressione è valutata sulla base del peso specifico naturale del terreno ( $k_0 \cdot \gamma_t \cdot l_z$ ), conteggiando a parte l'incremento di pressione dovuto alla eventuale presenza dell'acqua per il tratto sotto la quota della falda (incremento denominato  $p_{n,w}$ ).
- 2) Incremento di pressione orizzontale, in generale, agente su una quota parte dell'altezza della parete ( $l_{zw} = l_z - z'_w$ ), calcolato come differenza tra la pressione valutata per terreno fuori falda a tutt'altezza e pressione in presenza di falda. Tale valore è posto pari a  $(\gamma_w - k_0 \cdot (\gamma_t - \gamma'_t)) \cdot (l_z - z'_w)$ , quando  $0 \leq z'_w \leq l_z$ , pari a  $(\gamma_w - k_0 \cdot (\gamma_t - \gamma'_t)) \cdot l_z$  quando  $z'_w \leq 0$  ed infine pari a 0,0 quando  $l_z \leq z'_w$ ; avendo indicato con  $z'_w$  profondità falda dall'asse della soletta di copertura.
- 3) incremento di pressione del terreno dovuta all'azione sismica di progetto, per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV);
- 4) sovrappressione dell'acqua sulla parete in condizioni sismiche, per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Per la valutazione degli effetti sismici sulle pareti si è assunto che nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato attraverso un incremento di pressione uniforme sulle pareti (formula di Wood). L'incremento di pressione dovuto al sisma viene stimato come proporzionale alla pressione litostatica agente alla massima profondità massima dell'opera. Il coefficiente di proporzionalità è dato dall'accelerazione massima al sito espressa come frazione di g. Detta metodologia è riportata nell'Eurocode 8: “Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects”, al punto

E.9 dell'annesso E (Force due to earth pressure for rigid structures), e risulta utile per le valutazioni delle "spinte sismiche" su opere, superficiali.

Pertanto l'incremento di pressione orizzontale del terreno sulla parete in condizioni sismiche per i carichi permanenti del terreno e quelli portati vale:

$$P_{h,E,t} = \sigma_{t,v,z=z_{\max}} \times S_d(T=0)$$

per i carichi variabili agenti sul terrapieno vale:

$$P_{h,E,qQ} = q_Q \times S_d(T=0)$$

per effetto dell'inerzia sismica del peso della parete:

$$P_{h,E,qQ} = \gamma_{cls} \cdot s \times S_d(T=0)$$

Dove:

$S_d(T=0)$  è l'accelerazione spettrale letta sullo spettro di progetto per periodo nullo;

$\sigma_{t,v,z=z_{\max}}$  è la pressione verticale alla quota della base della parete, per effetto del peso del terreno e per effetto dei carichi permanenti agenti su terrapieno;

$q_Q$  è il carico variabile uniforme agente sul terrapieno

$\gamma_{cls} \cdot s$  è il peso unitario della parete.

La distribuzione delle sovrappressioni dell'acqua sulla parete in condizioni sismiche, per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), è stata valutata con l'espressione:

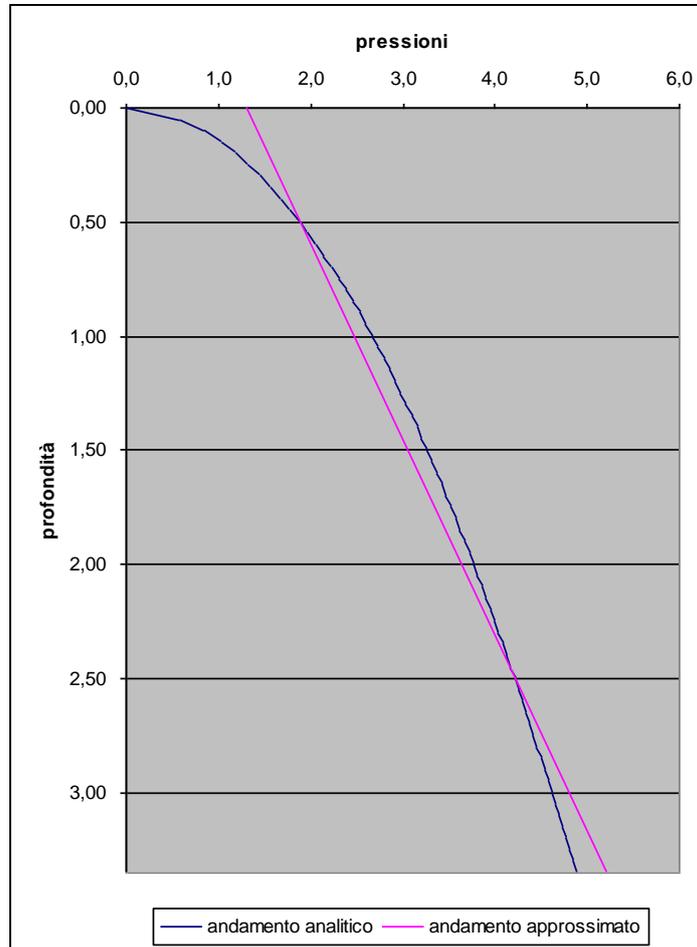
$$q_{w,SLV}(z) = \frac{7}{8} a_{\max,SLV} \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h_w \cdot z}$$

che determina a partire, una spinta complessiva pari a:

$$E_{w,SLV} = \frac{7}{12} a_{\max,SLV} \cdot \gamma_w \cdot h_w^2$$

con posizione della risultante a quota  $0,6h_w$  dal pelo libero e quindi a  $0,40h_w$  dalla base (ovvero  $0,40H$ ). La distribuzione, di cui all'espressione sopra esposta, è stata approssimata con una distribuzione ad andamento trapezoidale, di pari risultante in

termini di modulo e di posizione della sua retta di azione, come qualitativamente rappresentato nella figura sottostante.



Il valore minimo della pressione in testa alla parete è pari a:

$$q_{w,SLV,min} = 0,2667 \times \frac{7}{8} a_{max,SLV} \cdot \gamma_w \cdot h_w$$

Mentre alla base della parete è pari a:

$$q_{w,SLV,max} = 1,0667 \times \frac{7}{8} a_{max,SLV} \cdot \gamma_w \cdot h_w$$

Ne risulta, quindi, una distribuzione somma di una aliquota costante e di una variabile linearmente, che presentano i seguenti valori caratteristici delle pressioni.

$$P_{hu,E,w} = q_{w,SLV,min} ;$$

$$P_{ht,E,w} = q_{w,SLV,min} - q_{w,SLV,min}$$

Dal punto di vista sismico, l'opera è stata progettata in accordo con un comportamento strutturale "non-dissipativo" ai sensi del punto 7.2.1 delle NTC, quindi non è stata considerata nessuna riduzione delle azioni sismiche rispetto a quelle elastiche di progetto.

### 3.5. COMBINAZIONI DI CARICO CONSIDERATE

Le combinazioni di carico di cui al punto 2.5.3 delle NTC, ritenute significative per l'opera in esame, risultano:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \cdot G_1 + 1,50 \cdot G_2 + 1,35 \cdot Q \text{ per SLU};$$

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q = G_1 + G_2 + E_{SLV} \text{ per SLV};$$

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q = 1,0 \cdot G_1 + 1,0 \cdot G_2 + 1,0 \cdot Q \text{ per SLE (c. "rara")};$$

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot \psi_1 \cdot Q = 1,0 \cdot G_1 + 1,0 \cdot G_2 + 1,0 \cdot 0,75 \cdot Q \text{ per SLE (c. "frequente")};$$

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q = 1,0 \cdot G_1 + 1,00 \cdot G_2 \text{ per SLE (c. "quasi permanente")};$$

### 3.6. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

Si tratta di un foglio di calcolo, che implementa, semplicemente le formule di soluzioni elastiche note e riportate nella manualistica correntemente utilizzata.

### 3.7. AFFIDABILITÀ DEL CODICE UTILIZZATO

Poiché non è stato utilizzato nessun codice di calcolo, non è stato necessario valutarne la relativa affidabilità.

### 3.8. VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

Poiché non è stato utilizzato nessun codice di calcolo, non è stato necessario effettuare nessuna validazione.

## **4. RISULTATI DELL'ANALISI**

### 4.1. MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI.

Per i calcoli di dimensionamento e verifica della struttura, si fa riferimento ai calcoli eseguiti con l'ausilio di foglio elettronico di calcolo opportunamente predisposto, i cui risultati sono riportati in allegato alla presente sotto forma di tabulati di calcolo.

In detti tabulati si possono evincere, tra l'altro le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE) dei vari elementi strutturali costituenti le singole opere. Si riportano, inoltre, le verifiche a carico limite del complesso terreno fondazione allo SLU e le verifiche dei cedimenti in condizioni di esercizio.

In seguito si riportano, in sintesi, gli elementi strutturali individuati come quelli caratterizzanti il comportamento prevalente dell'opera e sottoposti alle verifiche strutturali (STR) nelle sezioni ritenute maggiormente significative, rimandando ai tabulati per tutte le informazioni sulle caratteristiche geometriche, meccaniche e di carico attribuite agli elementi stessi.

Per gli elementi secondari per i quali le verifiche sono state condotte attraverso semplici schematizzazioni le verifiche sono riportate esplicitamente in questa relazione all'interno dei paragrafi successivi, contestualmente all'illustrazione della schematizzazione adottata.

Maggiori dettagli sulle elaborazioni eseguite, nonché per le verifiche di tipo geotecnico si rimanda ai tabulati di calcolo allegati al progetto.

## 4.2. SINTESI DELLE VERIFICHE EFFETTUATE

### 4.2.1. Impianto di sollevamento nodo A4

#### *Soletta di copertura*

Il campo di soletta lavora su luce netta di 1,60 m (comportamento flessionale principale in direzione trasversale rispetto allo sviluppo longitudinale dell'opera) con uno spessore di 0,25m. Il carico considerato è quello corrispondente allo schema di carico 2 per ponti di 1<sup>a</sup> categoria che prevede un mezzo convenzionale ad un asse di 400 kN.

Le armature contemplate nei calcoli,  $\phi 16$  a passo 25 cm inferiori e superiori, rappresentano le armature nella direzione principale di "comportamento", mentre nella direzione ortogonale si prevedono ripartitori  $\phi 10$  a passo 25 cm sia al lembo inferiore che al lembo superiore.

#### **Verifica agli stati limite ultimi (SLU)**

##### *Verifica a flessione*

$$M_{Ed}/M_{Rd} = 0,58$$

#### **Verifica agli stati limite di esercizio (SLE)**

##### *Verifica tensioni in esercizio nella combinazione "RARA"*

$$M_{Ed}/M_{Rd} = 0,51$$

##### *Verifica tensioni in esercizio nella combinazione "quasi PERMANENTE"*

$$M_{Ed}/M_{Rd} = 0,04$$

##### *Verifica a fessurazione nella combinazione "FREQUENTE"*

$$M_{Ed}/M_{Rd} = 0,60$$

##### *Verifica a fessurazione nella combinazione "QUASI PERMANENTE"*

$$M_{Ed}/M_{Rd} = 0,09$$

##### *Verifica a Taglio*

$$V_{Ed}/V_{Rd} = \text{non sono previste armature a taglio}$$

#### *Pareti laterali*

Ai fini delle verifiche si riconosce un comportamento a piastra della parete stessa. L'altezza netta del campo di parete analizzato è pari a 575 cm e la sua larghezza netta è pari a 3,00 m.

Si prevedono armature verticali di  $\phi 20$  a passo 25 cm e trasversali di  $\phi 16$  a passo 25 cm su tutte le facce delle membrature perimetrali con spessore pari a 30cm.

#### **SINTESI VERIFICHE A FLESSIONE**

---

*Nel piano verticale alla base*

$(M_{Ed}/M_{Rd})_{min}$	=	0,93	- verifiche soddisfatte SLU/SLE
-------------------------	---	------	---------------------------------

*Nel piano verticale in campata*

$(M_{Ed}/M_{Rd})_{min}$	=	0,27	- verifiche soddisfatte SLU/SLE
-------------------------	---	------	---------------------------------

*Nel piano orizzontale in campata*

$(M_{Ed}/M_{Rd})_{min}$	=	0,77	- verifiche soddisfatte SLU/SLE
-------------------------	---	------	---------------------------------

#### *Soletta di fondazione*

Si considera un comportamento a trave.

Per la valutazione delle sollecitazioni, le pressioni agenti sul terreno sono state calcolate considerando che sulla soletta di copertura, oltre al peso proprio della struttura, agisca un carico pari all'intero peso del mezzo convenzionale relativo allo schema di carico 2, richiamato ai paragrafi precedenti.

Si prevede una membratura pari a 30cm con armature principali  $\phi 20$  a passo 25 cm, inferiori e superiori, nella direzione con luce minore. L'armatura secondaria, disposta ortogonalmente alla dimensione minore sarà costituita da barre  $\phi 16$  a passo 25 cm inferiori e superiori.

#### **SINTESI VERIFICHE A FLESSIONE**

---

*In campata nella direzione x (fibre tese all'estradosso)*

$(M_{Ed}/M_{Rd})_{min}$	=	0,60	- verifiche soddisfatte SLU/SLE
-------------------------	---	------	---------------------------------

*In campata nella direzione y (fibre tese all'estradosso)*

$(M_{Ed}/M_{Rd})_{min}$	=	0,30	- verifiche soddisfatte SLU/SLE
-------------------------	---	------	---------------------------------

*All'estremità nella direzione x (fibre tese all'intradosso)*

$(M_{Ed}/M_{Rd})_{min}$	=	0,01	- verifiche soddisfatte SLU/SLE
-------------------------	---	------	---------------------------------

*All'estremità nella direzione y (fibre tese all'intradosso)*

$(M_{Ed}/M_{Rd})_{min}$	=	0,00	- verifiche soddisfatte SLU/SLE
-------------------------	---	------	---------------------------------

*In corrispondenza dell'intersezione con le pareti (fibre tese all'intradosso)*

$$(M_{Ed}/M_{Rd})_{min} = 0,91 - \text{verifiche soddisfatte SLU/SLE}$$

#### 4.2.2. Impianto di sollevamento nodo C1”

##### *Soletta di copertura*

Il campo di soletta lavora su luce netta di 1,60 m (comportamento flessionale principale in direzione trasversale rispetto allo sviluppo longitudinale dell'opera) con uno spessore di 0,25m. Il carico considerato è quello corrispondente allo schema di carico 2 per ponti di 1<sup>a</sup> categoria che prevede un mezzo convenzionale ad un asse di 400 kN.

Le armature contemplate nei calcoli,  $\phi 16$  a passo 25 cm inferiori e superiori, rappresentano le armature nella direzione principale di “comportamento”, mentre nella direzione ortogonale si prevedono ripartitori  $\phi 10$  a passo 25 cm sia al lembo inferiore che al lembo superiore.

##### **Verifica agli stati limite ultimi (SLU)**

*Verifica a flessione*

$$M_{Ed}/M_{Rd} = 0,58$$

##### **Verifica agli stati limite di esercizio (SLE)**

*Verifica tensioni in esercizio nella combinazione "RARA"*

$$M_{Ed}/M_{Rd} = 0,51$$

*Verifica tensioni in esercizio nella combinazione "quasi PERMANENTE"*

$$M_{Ed}/M_{Rd} = 0,04$$

*Verifica a fessurazione nella combinazione "FREQUENTE"*

$$M_{Ed}/M_{Rd} = 0,60$$

*Verifica a fessurazione nella combinazione "QUASI PERMANENTE"*

$$M_{Ed}/M_{Rd} = 0,09$$

*Verifica a Taglio*

$$V_{Ed}/V_{Rd} = \text{non sono previste armature a taglio}$$

##### *Pareti laterali*

Ai fini delle verifiche si riconosce un comportamento a piastra della parete stessa. L'altezza netta del campo di parete analizzato è pari a 3,70 m e la sua larghezza netta è pari a 3,00 m.

Si prevedono armature verticali di  $\phi 20$  a passo 25 cm e trasversali di  $\phi 16$  a passo 25 cm, su tutte le facce delle membrature perimetrali dello spessore pari a 30cm.

#### **SINTESI VERIFICHE A FLESSIONE**

---

*Nel piano verticale alla base*

$(M_{Ed}/M_{Rd})_{min}$	=	0,87	- verifiche soddisfatte SLU/SLE
-------------------------	---	------	---------------------------------

*Nel piano verticale in campata*

$(M_{Ed}/M_{Rd})_{min}$	=	0,28	- verifiche soddisfatte SLU/SLE
-------------------------	---	------	---------------------------------

*Nel piano orizzontale in campata*

$(M_{Ed}/M_{Rd})_{min}$	=	0,61	- verifiche soddisfatte SLU/SLE
-------------------------	---	------	---------------------------------

#### *Soletta di fondazione*

Si considera un comportamento a trave.

Per la valutazione delle sollecitazioni, le pressioni agenti sul terreno sono state calcolate considerando che sulla soletta di copertura, oltre al peso proprio della struttura, agisca un carico pari all'intero peso del mezzo convenzionale relativo allo schema di carico 2, richiamato ai paragrafi precedenti.

Si prevede una membratura pari a 30cm con armature principali  $\phi 20$  a passo 25 cm, inferiori e superiori, nella direzione trasversale. L'armatura secondaria, disposta ortogonalmente alla dimensione trasversale sarà costituita da barre  $\phi 16$  a passo 25 cm inferiori e superiori.

#### **SINTESI VERIFICHE A FLESSIONE**

---

*In campata nella direzione x (fibre tese all'estradosso)*

$(M_{Ed}/M_{Rd})_{min}$	=	0,54	- verifiche soddisfatte SLU/SLE
-------------------------	---	------	---------------------------------

*In campata nella direzione y (fibre tese all'estradosso)*

$(M_{Ed}/M_{Rd})_{min}$	=	0,27	- verifiche soddisfatte SLU/SLE
-------------------------	---	------	---------------------------------

*All'estremità nella direzione x (fibre tese all'intradosso)*

$(M_{Ed}/M_{Rd})_{min}$	=	0,01	- verifiche soddisfatte SLU/SLE
-------------------------	---	------	---------------------------------

All'estremità nella direzione y (fibre tese all'intradosso)

$$(M_{Ed}/M_{Rd})_{min} = 0,00 - \text{verifiche soddisfatte SLU/SLE}$$

In corrispondenza dell'intersezione con le pareti (fibre tese all'intradosso)

$$(M_{Ed}/M_{Rd})_{min} = 0,87 - \text{verifiche soddisfatte SLU/SLE}$$

#### 4.2.3. Verifica Basamento Cabina Gruppo elettrogeno

Il basamento della cabina gruppo elettrogeno sarà costituito da una soletta in c.a. in opera a pianta rettangolare delle dimensioni di circa 6,00mx3,40m per uno spessore di 25cm.

Lo schema statico che si adotta è quello di una trave appoggiata, avente sviluppo longitudinale nel senso della direzione corta del basamento e larghezza unitaria, in cui gli appoggi sono costituiti dalle pareti longitudinali della cabina prefabbricata, sollecitata da una carico distribuito pari alla reazione del terreno, diretta dal basso verso l'alto, provocata dal peso proprio della cabina in uno al peso della macchina generatrice di corrente elettrica.

La luce di calcolo viene assunta pari all'interasse fra le pareti longitudinali che vale circa  $L=2,80$  m.

##### 4.2.5.1 Carichi di Progetto

- Peso proprio della cabina in c.a.v. (circa 200 kN);
- Peso proprio gruppo elettrogeno da 80 kVA (circa 15 kN);

##### 4.2.5.2 Risultati delle Verifiche del basamento

Ai fini delle verifiche agli stati limiti ultimi ed in esercizio sono state considerate le seguenti combinazioni di carico:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q \text{ per SLU;}$$

Dove:

il segno “+” è da intendersi come “combinato con”;

$G_1$  rappresenta il peso proprio;

$G_2$  rappresenta il peso portato (carichi fissi);

$Q$  rappresenta il carico accidentale (carico variabile);

$$\gamma_{G1} = 1,3;$$

$$\gamma_{G2} = 1,5;$$

$$\gamma_Q = 1,5;$$

il carico lineare da imputare quale azione agente risulta dalla somma del peso complessivo, cabina+gruppo, rapportato all'area di impronta del basamento per la fascia di un metro, ovvero:

$$G_1 = 200 \text{ kN} / (3,40 \text{ m} \times 6,0 \text{ m}) \times 1,0 \text{ m} = 9,60 \text{ kN/m}$$

$$G_2 = 15 \text{ kN} / (3,40 \text{ m} \times 6,0 \text{ m}) \times 1,0 \text{ m} = 0,74 \text{ kN/m}$$

Si procede al calcolo con schema statico a trave appoggiata alle estremità su luce di 2,80 m.

Per i carichi uniformi le sollecitazioni massime, relative ad una striscia di 1 m, si calcolano:

$$M_{p,\max} = p \cdot \frac{l^2}{8}$$

$$V_{p,\max} = p \cdot \frac{l}{2}$$

#### 4.2.5.3 Stati Limiti Ultimi (SLU)

In sintesi, nel caso si consideri il carico uniforme le sollecitazioni massime valgono:

	p/F [kN/m]/[kN]	$M_k$ [kNm]	$V_k$ [kN]	$\gamma$ [-]	$\psi$ [-]	$M_{Ed}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]
G1 (p)	9,80	9,6	13,7	1	1	9,6	13,7
G2 (p)	0,74	0,7	1,0	1	1	0,7	1,0
Q1 (p)	0,00	0,0	0,0	1	1	0,0	0,0
	10,54					10,3	14,7

Se, nella fascia di un metro si dispone un'armatura non inferiore a  $4,52 \text{ cm}^2$ , il momento resistente, con ovvio significato dei simboli, risulta:

$$M_{Rd} \cong 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_s = 0,9 \times 210 \times 391,3 \times 452 \cdot 10^{-6} \cong 33,42 \text{ kNm}$$

E pertanto, si ha:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{10,30}{33,42} = 0,31 < 1;$$

e quindi la sezione risulta verificata a flessione.

L'armatura principale sarà costituita da 4 barre filanti  $\phi 12$  inferiori e superiore pertanto si avrà nel basamento un'armatura diffusa con  $\phi 12/25$  inferiori e superiore.

L'armatura secondaria, disposta nella direzione ortogonale alla prima consiste in barre  $\phi 12$  passo 25 cm, disposte nella soletta di ripartizione.

Assimilando la sezione trasversale ad una sezione rettangolare di base 1,0 m e altezza pari all'altezza della soletta, la verifica rigorosa della sezione, è riassunta nella seguente tabella:

B	=	1000 mm
H	=	250 mm
c	=	40 mm
d	=	210 mm
$f_{ck}$	=	25,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_{M,c}$	=	1,5
$f_{cd}$	=	14,2 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	=	450,00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_{M,s}$	=	1,15
$f_{yd}$	=	391,3 N/mm <sup>2</sup>
k	=	1,00
$e_{ud}$	=	6,75%
$\epsilon_c$	=	0,35%
$N_{Ed}$	=	0 kN
$M_{Ed}$	=	<b>10,3</b> kNm
$y_c$	=	27,9 mm
$y_c/d$	=	0,13
$N_{Rd}$	=	0,0 kN
$M_{Rd}$	=	<b>39,2</b> kNm
$\Delta N$	=	0,00 kN
$M_{Ed}/M_{Rd}$	=	0,26 < 1,00

	$A_i$ [mm <sup>2</sup> ]	$d_i$ [mm]	$\epsilon_{s,i}$	$\sigma_{s,i}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$N_{s,i}$ [N]	$M_{s,i}$ [Nmm]	$N_c$ [N]	$M_c$ [Nmm]	$N_c + \Sigma N_{s,i}$ [N]	$M_c + \Sigma M_{s,i}$ [Nmm]
1	452	40	-0,15%	-317,47	-143495	-12197089				
2	452	210	-2,28%	-391,30	-176870	15033913				
	904				-320365	2836824	320358	36322310	-6,4	39159133

E pertanto, si ha:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{10,3}{39,2} = 0,26 < 1;$$

e quindi la sezione risulta verificata a flessione.

Per la verifica a taglio, seguendo la terminologia delle NTC2008, si ha:

$f_{ck}$	=	25	[N/mm <sup>2</sup> ]	Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
$f_{yk}$	=	450	[N/mm <sup>2</sup> ]	Resistenza a snervamento caratteristica dell'acciaio
$\gamma_c$	=	1,5	[-]	Coefficiente di sicurezza parziale del cls
$\gamma_s$	=	1,15	[-]	Coefficiente di sicurezza parziale dell'acciaio
$f_{cd}$	=	14,2	[N/mm <sup>2</sup> ]	Resistenza di calcolo del calcestruzzo
$f_{yd}$	=	391,3	[N/mm <sup>2</sup> ]	Resistenza a snervamento di calcolo dell'acciaio
$f'_{cd}$	=	7,1	[N/mm <sup>2</sup> ]	Resistenza ridotta del calcestruzzo ( $0,5f_{cd}$ )
$b_w$	=	1000	[mm]	Dimensione dell'anima resistente
$H$	=	250	[mm]	Altezza della sezione resistente
$c$	=	40	[mm]	Copriferro
$d$	=	210	[mm]	Altezza utile della sezione
$A_{sl}$	=	452	[mm <sup>2</sup> ]	Area dell'armatura longitudinale nella sezione di calcolo
$V_{Ed}$	=	14,8	kN	Taglio di calcolo
$N_{Ed}$	=	0,0	kN	Sforzo normale di calcolo
$k$	=	1,976	[-]	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
$v_{min}$	=	0,486	[N/mm <sup>2</sup> ]	
$\rho_{calc}$	=	0,0019	[-]	è il rapporto geometrico di armatura longitudinale
$\rho_{max}$	=	0,0200	[-]	massimo rapporto considerabile $\min(\rho_{calc}, \rho_{max})$
$\rho_1$	=	0,0019	[-]	
$\sigma_{cp,calc}$	=	0,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	è la tensione media di compressione nella sezione
$\sigma_{cp,max}$	=	2,83	[N/mm <sup>2</sup> ]	$0,2f_{cd}$
$\sigma_{cp}$	=	0,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	$\min(\sigma_{cp,calc}, \sigma_{cp,max})$
$V_{Rd,min}$	=	102,1	[kN]	$V_{Rd,min} = (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
$V_{Rd,calc}$	=	83,7	[kN]	(*)
$V_{Rd}$	=	102,1	[kN]	$\max(V_{Rd,calc}, V_{Rd,min})$
$V_{Ed}/V_{Rd}$	=	0,14	[-]	non sono necessarie armature a taglio
$\alpha_c$	=	1,00	[-]	
$A_{sw}$	=	100	[mm <sup>2</sup> ]	
$s$	=	80	[mm]	
$\alpha$	=	90	[°]	
$\theta$	=	21,8	[°]	$21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
$V_{rsd}$	=	231131	[N]	
$V_{rcd}$	=	461614	[N]	
$V_{rd}$	=	231	[kN]	armatura a taglio sufficiente
$V_{Ed}/V_{Rd}$	=	0,06	[-]	verifica a taglio soddisfatta

$A_{sl} \times f_{yd}$       177    [KN]                      verifica quantità armatura all'appoggio soddisfatta

Dove:

$$(*) V_{Rd,calc} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d$$

Pertanto la verifica a taglio risulta soddisfatta senza la necessità di particolari fasce piene.

#### 4.3. INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Poiché non è stato utilizzato nessun codice di calcolo, non è necessario riportare informazioni sull'elaborazione.

#### 4.4. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.

Per le motivazioni richiamate ai paragrafi precedenti, ovvero avendo svolto i calcoli con l'ausilio di semplici modelli risolvibili con modalità semi manuali, del tutto controllabili, i risultati ottenuti si possono ritenersi senz'altro accettabili.

## **5. CONCLUSIONI**

Con i metodi di calcolo utilizzati (metodo degli stati limite) risulta verificata ogni sezione di ogni elemento strutturale. In ciascuna sezione, cioè, gli “Effetti” delle azioni sono al più pari alle “Resistenze” (risulta verificata la relazione  $E_d \leq R_d$ ) come specificato nelle NTC. Analogamente è stata verificata la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio controllando gli aspetti di funzionalità e stato tensionale.

Si ribadisce che il progetto strutturale è completo degli elaborati di cui all’art.17 della legge 2 febbraio 1974 n.64 ed è stato redatto nel rispetto della stessa Legge e dei Decreti Ministeriali emanati ai sensi degli artt. 1 e 3 della medesima Legge e del D.P.R. 380/2001 e s.m.i..