

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

A2 - TANGENZIALI Nord e Sud

U15 - SV.11BIS - VIA LENIN - ROTONDA R.PARADISI

CV51T - CAVALCAVIA CV51T - RAMPE RS51C-RS51D

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Umberto Mele Ord. Ingg. Milano n.18641 RESPONSABILE STRUTTURE	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N. 1154 PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI
--	---	---

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE	
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO					
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.		
111465	0000	PD	A2	U15	CV51T	APP00	R	S	T	R	1487 - 2	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER: Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068				SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE		
									n.	data	
									0	NOVEMBRE 2017	
									1	SETTEMBRE 2019	
									2	SETTEMBRE 2020	
REDATTO:						VERIFICATO:				3	-
										4	-

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	---	---

Sommario

1	PREMESSA	3
2	NORME, DECRETI E DOCUMENTI.....	8
2.1	OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE	8
2.2	NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI	8
2.3	GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA.....	8
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	9
3.1	CALCESTRUZZO.....	9
3.2	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	10
3.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA.....	11
4	CRITERI DI CALCOLO.....	12
4.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	12
4.1.1	<i>Definizione dei parametri di caratterizzazione sismica.....</i>	<i>13</i>
4.1.2	<i>Analisi sismica delle spalle.....</i>	<i>15</i>
4.2	SPINTA DELLE TERRE	16
4.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	17
4.3.1	<i>Combinazioni per la verifica allo SLU.....</i>	<i>17</i>
4.3.2	<i>Combinazioni per la verifica allo SLE.....</i>	<i>18</i>
4.3.3	<i>Coefficienti di combinazione delle azioni dovute al traffico.....</i>	<i>19</i>
4.4	VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI SPALLE	20
4.4.1	<i>Paraghiaia.....</i>	<i>20</i>
4.4.2	<i>Muri di risvolto.....</i>	<i>21</i>
4.4.3	<i>Orecchie.....</i>	<i>22</i>
4.4.4	<i>Platea di fondazione.....</i>	<i>23</i>
4.4.5	<i>Pali di fondazione.....</i>	<i>23</i>
5	CRITERI DI VERIFICA.....	24
5.1	VERIFICHE SOTTOSTRUTTURE.....	24
5.1.1	<i>Verifiche SLU.....</i>	<i>24</i>
5.1.2	<i>Verifiche SLE.....</i>	<i>26</i>
6	ANALISI E VERIFICHE SPALLA.....	30
6.1	SISTEMA DI RIFERIMENTO	30
6.2	DATI DI INPUT	31
6.2.1	<i>Geometria dell'impalcato.....</i>	<i>31</i>
6.2.2	<i>Geometria della spalla.....</i>	<i>32</i>
6.3	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO	33
6.3.1	<i>Carichi permanenti.....</i>	<i>33</i>
6.3.2	<i>Carichi accidentali.....</i>	<i>35</i>
6.3.3	<i>Azione di frenamento.....</i>	<i>37</i>
6.3.4	<i>Azione centrifuga.....</i>	<i>37</i>
6.3.5	<i>Variazione termica.....</i>	<i>38</i>
6.3.6	<i>Azione del vento.....</i>	<i>39</i>
6.3.7	<i>Azione sismica.....</i>	<i>40</i>
6.4	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA.....	42
6.4.1	<i>Peso proprio.....</i>	<i>42</i>
6.4.2	<i>Forze inerziali degli elementi della spalla.....</i>	<i>43</i>
6.4.3	<i>Spinta a riposo delle terre.....</i>	<i>45</i>
6.4.4	<i>Spinta attiva delle terre.....</i>	<i>47</i>

6.4.5	Traffico a tergo spalla	49
6.4.6	Sovrappinta sismica del terreno di monte	50
6.4.7	Forze inerziali del terreno imbarcato	51
6.5	SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO	52
6.5.1	Azioni elementari	52
6.5.2	Sollecitazioni allo spiccato fusto	53
6.5.3	Sollecitazioni oggetto di verifica	54
6.6	SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA DI FONDAZIONE	55
6.6.1	Geometria della palificata	55
6.6.2	Carichi elementari	56
6.6.3	Sollecitazioni sulla palificata di fondazione	57
6.6.4	Sollecitazioni nei pali per le verifiche strutturali SLE e SLU/STR	58
6.7	SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA	59
6.8	SOLLECITAZIONI SULLE ORECCHIE	62
6.9	SOLLECITAZIONI SUI MURI DI RISVOLTO	63
6.10	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	64
6.10.1	Paraghiaia	64
6.10.2	Orecchie	67
6.10.3	Muri di risvolto	70
6.10.4	Sezione di spiccato fusto	73
6.10.5	Platea di fondazione	76
6.10.6	Pali di fondazione	78
7	VERIFICHE GEOTECNICHE	81
7.1	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	81
7.1.1	Determinazione della categoria di suolo	81
7.2	CURVE DI RESISTENZA	82
7.2.1	Resistenza laterale di calcolo	82
7.2.2	Resistenza di base di calcolo	83
7.2.3	Resistenza di calcolo dei pali trivellati da parametri geotecnici	86
7.2.4	Resistenza caratteristica	87
7.2.5	Resistenza di progetto	88
7.2.6	Effetto di gruppo	88
7.3	VERIFICHE DI PORTANZA VERTICALE	89

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda l'analisi, il dimensionamento e verifica dei principali elementi strutturali del cavalcavia delle rampe dello svincolo 11bis.

L'andamento planimetrico dell'opera è in rettilineo nella porzione centrale mentre presenta una curvatura alle sue estremità.

Il ponte presenta andamento planimetrico è costituito da una sola campata di luce 21.00 m.

L'impalcato è della tipologia mista "acciaio-calcestruzzo" costituito da 28 travi a "doppio T" in acciaio, di altezza 0.50m, annegate in un getto di calcestruzzo collaborante gettato in opera, per uno spessore totale pari a 0.60m.

La sezione trasversale dell'opera è costituita da una sede carrabile di larghezza media 17.40m, con due cordoli esterni di larghezza media 0.80m.

Il sistema di vincolamento previsto per il Cavalcavia è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. Tali dispositivi, essendo caratterizzati da un ridotto valore della rigidità orizzontale, garantiscono un disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura rispetto a quello del terreno ed una conseguente riduzione della risposta sismica della struttura; inoltre tali dispositivi sono dotati di una certa capacità dissipativa in funzione della mescola elastomerica utilizzata, indispensabile per minimizzare gli spostamenti della struttura isolata.

Le spalle sono costituite da un plinto di forma rettangolare attestato su una palificata di fondazione di 16 pali Ø1000 mm. Lo sviluppo dell'elevazione è costituito da un fusto di spessore 1.50m, con altezza di 4.50m per la spalla A e di 4.00m per la spalla B. L'elevazione delle spalle sono completate da un paraghiaia, due muri di risvolti e due orecchie.

Si riportano alcune immagini descrittive delle opere in oggetto:

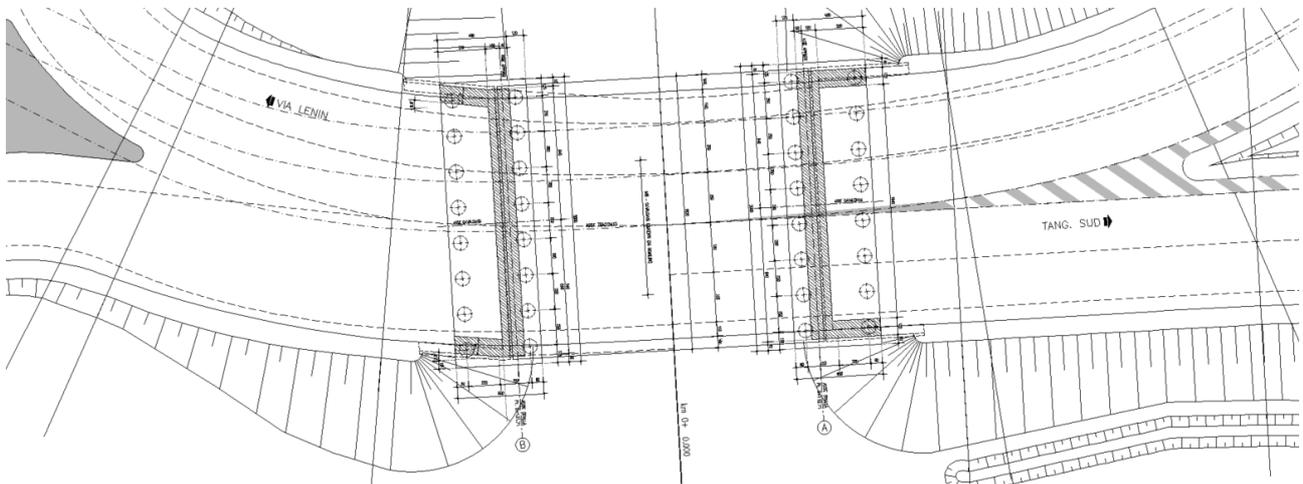


Figura 1-1. Planimetria generale

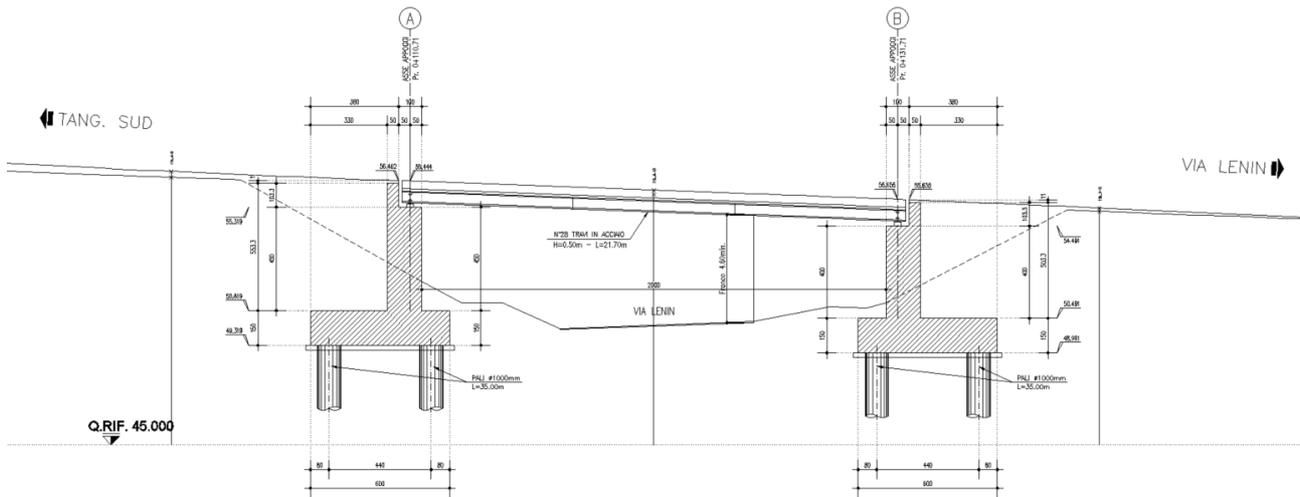


Figura 1-2. Sezione longitudinale

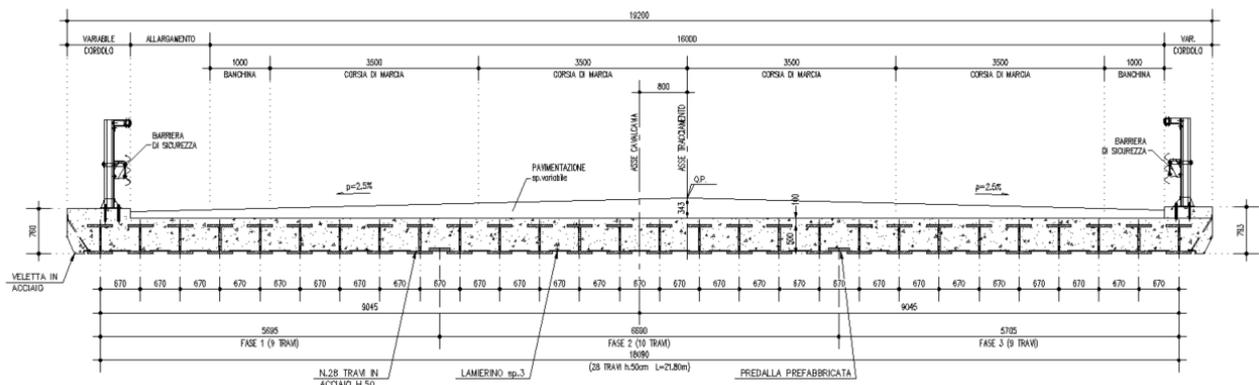


Figura 1-3. Sezione trasversale tipica

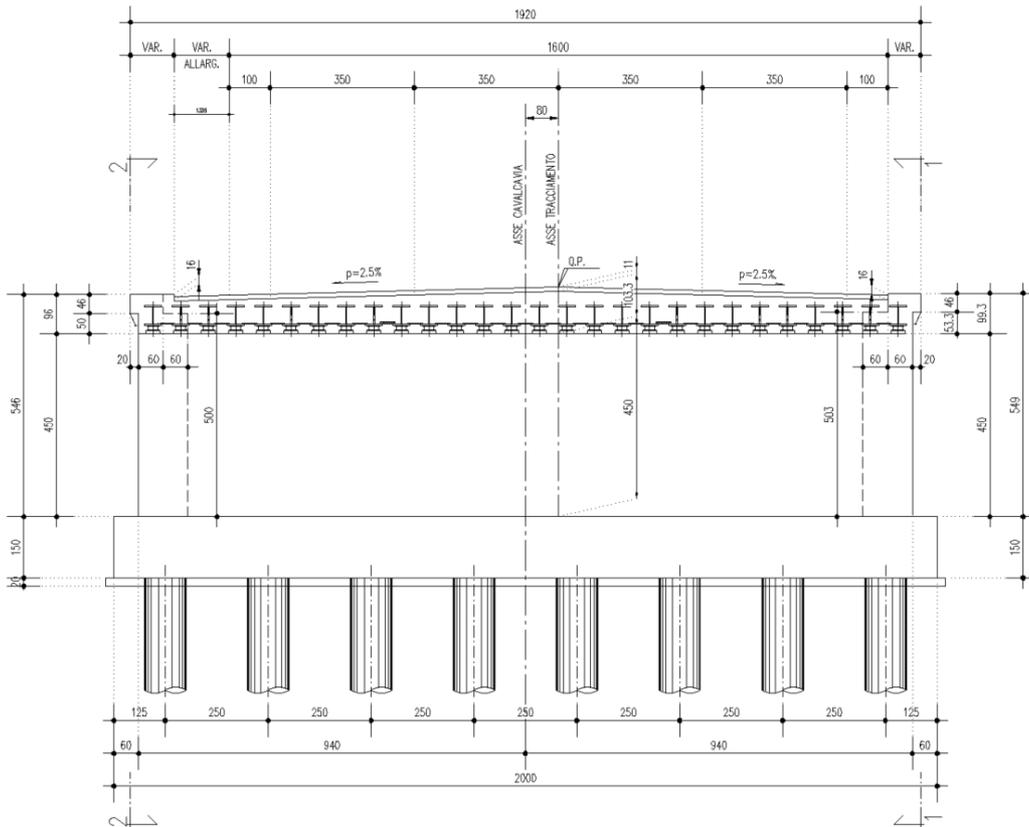


Figura 1-4. Spalla A – Vista frontale

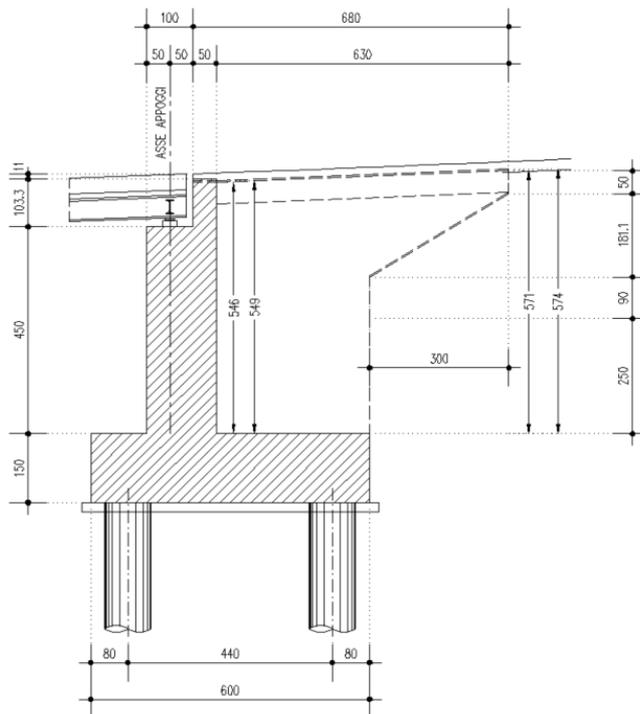


Figura 1-5. Spalla A – Sezione in asse tracciamento

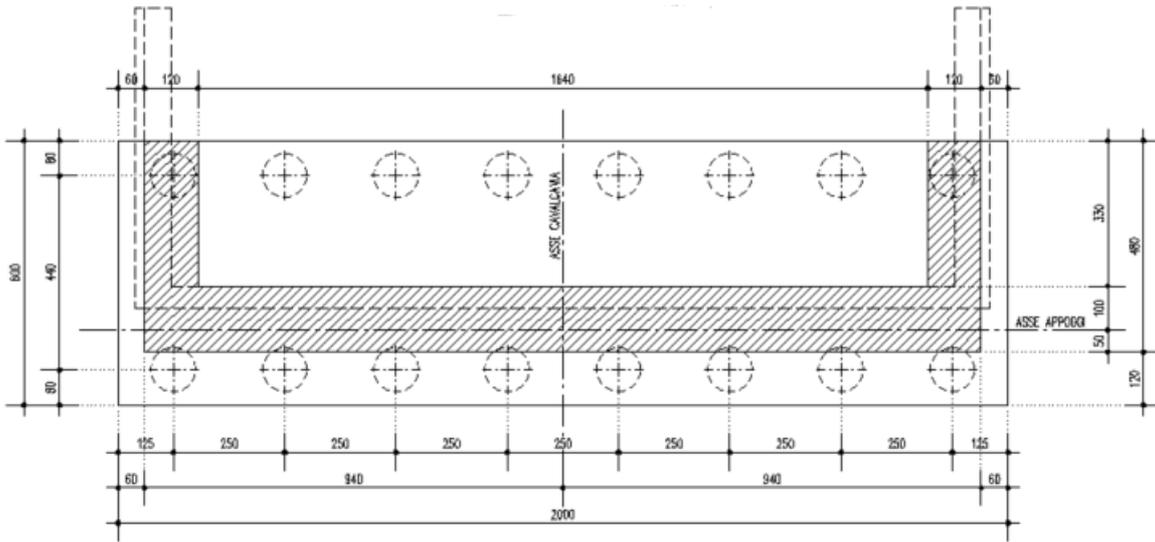


Figura 1-6. Spalla A - Pianta

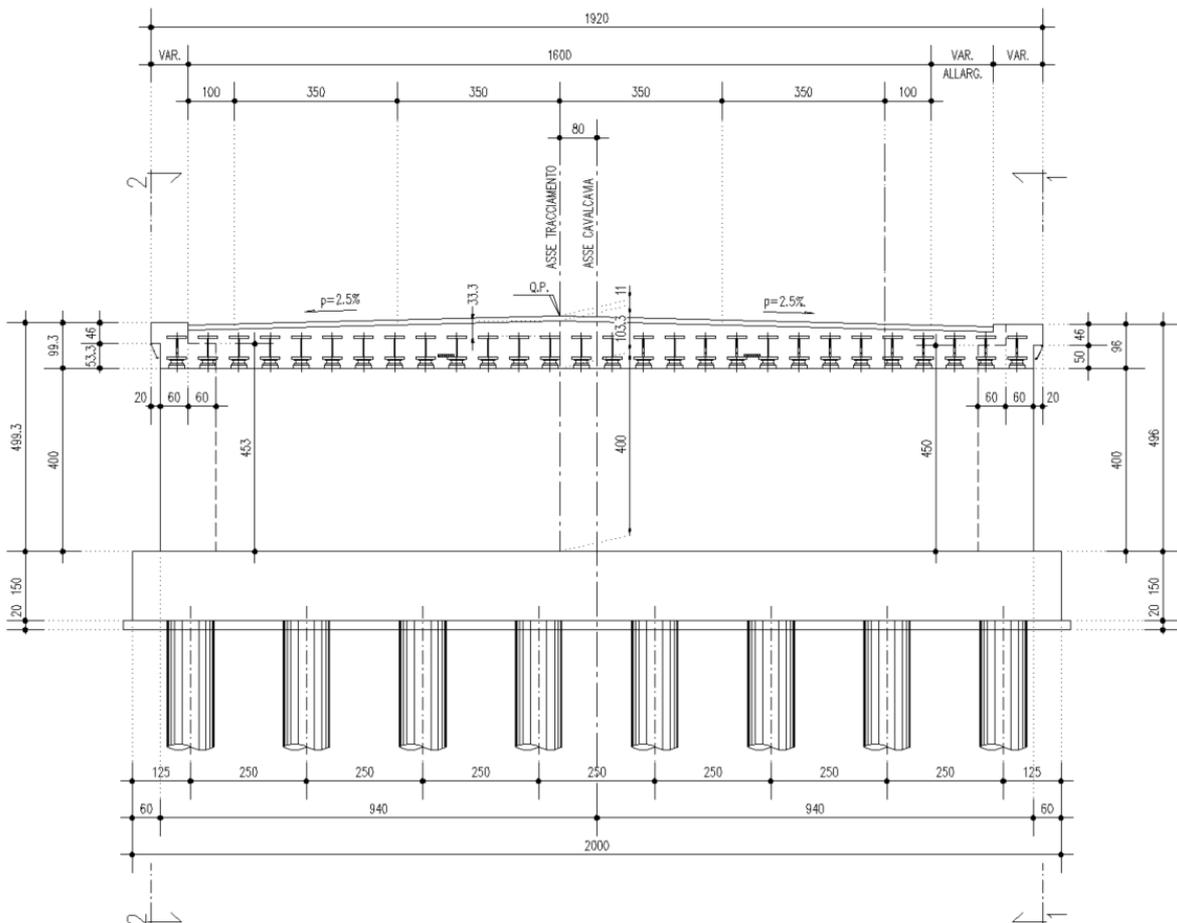


Figura 1-7. Spalla B – Vista frontale

2 NORME, DECRETI E DOCUMENTI

Il progetto delle strutture e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore ed in particolare:

2.1 OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE

- D. M. Min. Il. TT. del 17 gennaio 2018 – Nuove norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: «Criteri generali di progettazione strutturale»;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004: «Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici»;
- UNI EN 1991-1-4 (Eurocodice 1) – Luglio 2005: «Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento»;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: «Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: «Regole generali e regole per gli edifici»»;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Agosto 2005: «Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici»;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: «Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici»;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1:2011 – «Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni»;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – «Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità», Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – «Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità».

2.2 NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI

- UNI EN 1991-2-1 (Eurocodice 1) – Marzo 2005: «Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti»;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: «Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi»;
- UNI EN 1993-2 (Eurocodice 3) – Gennaio 2007: «Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio»;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: «Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti».

2.3 GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA

- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: «Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali»;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: «Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici»;
- UNI EN 1536:2010: «Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Pali trivellati».

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono. Si indicheranno le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

3.1 CALCESTRUZZO

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, viene assunta pari ad 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri.

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copriferri minimi.

Tabella 3.1 – Classi di cls e copriferri minimi

PARTE O ELEMENTO	Classe Esposizione	Ambiente	Copriferro Min. [mm]	Classe di resistenza adottata [MPa]
Soletta e cordoli impalcato	XF4	Aggressivo	35	C 35/45
Baggioli e ritegni	XF4	Aggressivo	35	C 35/45
Elevazioni pile e spalle	XF2	Aggressivo	35	C 32/40
Fondazioni pile e spalle	XC2	Ordinario	40	C 28/35
Pali di fondazione	XC2	Ordinario	60	C 25/30

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Tabella 3.2 - proprietà meccaniche calcestruzzi

Grandezza		u.m.	C25/30	C28/35	C32/40	C35/45
Resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	N/mm ²	25,00	28,00	35,00	32,00
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	N/mm ²	14,17	15,87	19,83	18,13
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	N/mm ²	1,80	1,94	2,25	2,12
Tensione di aderenza cls-armatura	f_{bd}	N/mm ²	2,70	2,91	3,37	3,18
Tensione massima di compressione (comb. rara)	σ_c	N/mm ²	15,00	16,80	21,00	19,20
Tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	σ_c	N/mm ²	11,25	12,60	15,75	14,40
Modulo elastico medio istantaneo	E_m	N/mm ²	31476	32300	34077	33346

3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a. la seguente tipologia di acciaio:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile, controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Tabella 3.3 - proprietà meccaniche acciaio per cemento armato

Proprietà		Requisito
Limite di snervamento	f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura	f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo	A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto	f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto	$f_{y \text{ misurato}} / f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

3.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA

Si utilizzano per le strutture metalliche i seguenti tipi di acciaio:

Elementi saldati di spessore fino a 20mm	S355J0
Elementi saldati di spessore da 20mm fino a 40mm	S355J2G3
Elementi saldati di spessore superiore a 40mm	S355K2G3
Elementi non saldati	S355J0
Imbottiture con spessore inferiore a 3mm	S355J0W

La classe di esecuzione prevista per le strutture in acciaio è EXC-3.

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Tabella 3.4 - proprietà meccaniche acciaio per carpenteria metallica

Proprietà		Requisito
Resistenza di calcolo ($t < 40\text{mm}$)	f_{yd}	355 N/mm ²
Limite di rottura	f_{yd}	335 N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210000 N/mm ²

4 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

4.1 CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli Stati Limite di Esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli Stati Limite Ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali.

Per Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di Esercizio sia Ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura nei confronti dello SLD è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche allo SLV.

4.1.1 Definizione dei parametri di caratterizzazione sismica

Ai sensi del D.M. 17/01/2018 si esegue la determinazione dei parametri sismici che caratterizzano il sito di riferimento. I dati sismici del sito di costruzione, di seguito riportati, sono relativi alla sismicità propria del sito di ubicazione.

I parametri di vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento, vengono determinati conformemente a quanto previsto nel paragrafo 2.4 delle NTC 2018 e sulla base delle caratteristiche dell'opera progettata.

Trattandosi di un ponte di importanza strategica, si assume quale valore di vita nominale $V_N=50$ anni.

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, l'opera si colloca in Classe d'uso IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità; ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Alla suddetta classe d'uso è associato un valore del coefficiente d'uso $C_U=2,0$.

Si determina quindi il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2,0 = 100 \text{ anni}$$

La classificazione del terreno di fondazione è determinata sulla base delle risultanze della relazione geotecnica allegata alla documentazione.

Le condizioni topografiche del sito, come dichiarato in relazione geotecnica, sono riconducibili a quelle della categoria T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilevati isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$). La normativa vigente associa alla suddetta categoria un coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1$.

Nella tabella seguente si riassumono i dati di base di caratterizzazione sismica:

Vita nominale (V_N)	50 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso (C_U)	2,0
Periodo di riferimento (V_R)	100 anni
Categoria topografica	T1

I valori dei parametri sismici, caratterizzanti la sismicità del sito, sono costituiti da:

- accelerazione orizzontale massima al suolo (a_g);
- valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale (F_0);
- periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale (T_C^*).

I dati relativi alle caratteristiche spettrali, per il sito oggetto del presente progetto, sono i seguenti:

Spettro di risposta: Stato limite di esercizio - SLD	
Probabilità di superamento periodo di riferimento:	63%
Tempo di ritorno del sisma:	101 anni
a_g :	0.090g
F_0 :	2.466
T_C^* :	0.285
Categoria sottosuolo	B
Coefficiente topografico	T1

Spettro di risposta: Stato limite ultimo - SLV	
Probabilità di superamento periodo di riferimento:	10%
Tempo di ritorno del sisma:	949 anni
A_g :	0.213g
F_0 :	2.427
T^*_c :	0.315
Categoria sottosuolo	B
Coefficiente topografico	T1

Sulla base dei parametri riportati in precedenza è possibile ricavare (mediante le funzioni riportate al 3.2.3.2.1 delle NTC'18) gli spettri di progetto in termini di accelerazione elastica:

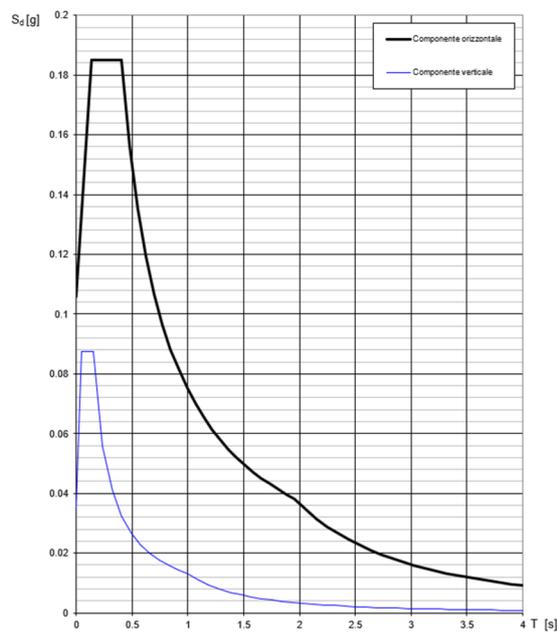


Figura 4-1. Spettro di risposta - SLD

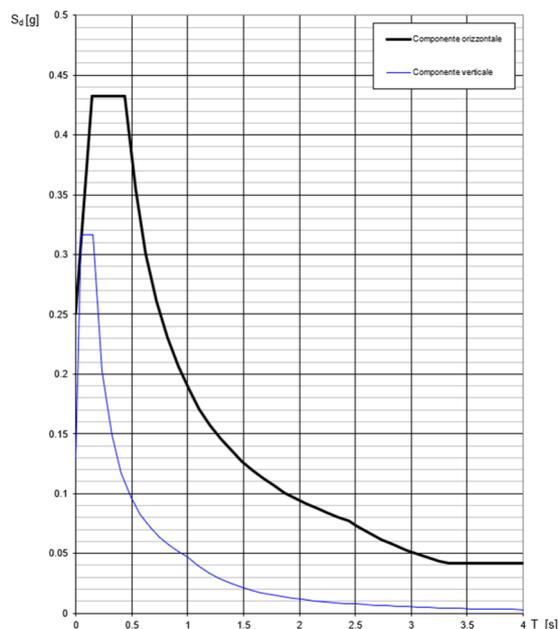


Figura 4-2. Spettro di risposta - SLV

4.1.2 Analisi sismica delle spalle

Con riferimento al § 7.9.2., le spalle rientrano tra le opere alle quali non è richiesta capacità dissipativa. Si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico (fattore di struttura assunto unitario). Queste strutture, muovendosi con il terreno, non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo: le forze di inerzia di progetto possono pertanto essere determinate considerando un'accelerazione pari ad $a_g \cdot S$ (§ 7.9.5.6.2).

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici di seguito definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso in quanto di pertinenza, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

Il calcolo dell'azione sismica verticale e dell'azione sismica orizzontale dovuta alla massa inerziale attinente alla struttura della spalla ed al terreno imbarcato viene eseguito con analisi pseudostatica (NTC § 7.11.6) mediante metodi di equilibrio limite. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g accelerazione di gravità;

L'accelerazione massima è valutata mediante la seguente relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

Essendo la spalla una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m , assume valore unitario (NT § 7.11.6.2.1).

Le spinte delle terre sono calcolate in regime di spinta attiva, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con la formula di Mononobe-Okabe:

$$\Delta P_d = 1/2 \times S \times (1 + k_v) \times (K - k_a) \times \gamma \times h_{\text{tot}}^2$$

Il punto di applicazione della sovraspinta che interessa la spalla è posto $h/2$.

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale dovuta alla massa inerziale attinente all'impalcato è derivato da una analisi dinamica che ha coinvolto l'intero organismo strutturale costituito da impalcato, dispositivi di vincolo e sottostrutture. Tale analisi, avente come obiettivo, tra l'altro, la determinazione dei requisiti prestazionali dei dispositivi di vincolamento, viene diffusamente descritta nel documento "Relazione di Calcolo apparecchi di appoggio e giunti di dilatazione". L'azione sismica sulla spalla dovuta alla massa inerziale dell'impalcato è determinata sulla base delle risultanze dell'analisi dinamica secondo la relazione

$$F_0 = \delta \cdot K_e$$

dove:

- δ : spostamento orizzontale massimo dell'impalcato (riferimento alla sezione di appoggio sulla spalla) nelle Configurazioni di Carico sismiche (SLV);
- K_e : rigidità orizzontale equivalente del complessivo sistema di vincolamento dell'impalcato sulla spalla nelle Configurazioni di Carico sismiche (SLV).

4.2 SPINTA DELLE TERRE

In condizioni statiche, la spinta del terreno viene valutata in regime di spinta a riposo. Le caratteristiche geomeccaniche assunte per il terreno utilizzato per il terrapieno della spalla sono valutate in uniformità a quanto previsto dal capitolato d'appalto in materia di materiale da rilevato e riportati in sede di analisi della struttura, quali dati di base nella definizione delle azioni di spinta delle terre.

L'andamento delle tensioni orizzontali efficaci assume forma triangolare con valore massimo alla base:

$$\sigma = K \gamma H \quad [\text{kN/m}^2]$$

La risultante di spinta statica è pari a:

$$S_{stat} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k \quad [\text{kN/ m}]$$

La spinta così calcolata è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad $H/3$.

In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $q_{es}=20.00 \text{ kN/m}^2$.

Il diagramma delle tensioni orizzontali che ne scaturiscono ha andamento costante con modulo pari a:

$$\sigma_q = q_{es} \cdot k \quad [\text{kN/m}^2]$$

La risultante di spinta è pari a:

$$S_q = q_{es} \cdot H \cdot k \quad [\text{kN/ m}]$$

La risultante di spinta è applicata a $1/2$ dell'altezza dalla base.

4.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NTC.

Di seguito si riporta lo specchio riassuntivo delle combinazioni di carico previste dalla norma:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili; utilizzata nella verifica a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

4.3.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU) - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR) - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 2" (combinazione A1+M1+R3), utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

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

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

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per la resistenza del sistema

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Per la condizione sismica le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali sopra indicati (7.11.1 NTC).

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per opere del tipo in oggetto è lecito assumere valore nullo per il coefficiente ψ_{2i} .

La combinazione direzionale dell'azione sismica è stata effettuata sulla base delle seguenti formule:

$$E = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \quad \text{combinazione "SISMA LONGITUDINALE"}$$

$$E = \pm E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z \quad \text{combinazione "SISMA TRASVERSALE"}$$

$$E = \pm 0.3E_y \pm 0.3E_x \pm E_z \quad \text{combinazione "SISMA VERTICALE"}$$

4.3.2 Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/stato tensionale) si adoperano le combinazioni di carico rara, frequente e quasi permanente. Conservativamente, in considerazione della rilevanza nel complesso modesta apportata dai contributi dei carichi variabili per le sollecitazioni sulle parti d'opera oggetto di verifica, in sede di verifica potranno essere considerate le combinazioni di carico rara anche in rappresentanza delle combinazioni di carico frequenti e quasi permanenti.

4.3.3 Coefficienti di combinazione delle azioni dovute al traffico

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano le combinazioni riportate nella seguente tabella:

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Nella seguente tabella, si riportano i coefficienti di combinazione delle diverse categorie di azione:

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 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
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

4.4 VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI SPALLE

Le sollecitazioni sugli elementi strutturali vengono determinate sulla base di schemi di calcolo semplificati. Questi schemi sono basati su un calcolo a trave e pertanto trascurano il benefico contributo di effetto lastra che si può instaurare in alcuni di essi. I calcoli così condotti, sovrastimando le sollecitazioni di verifica, sono sicuramente cautelativi.

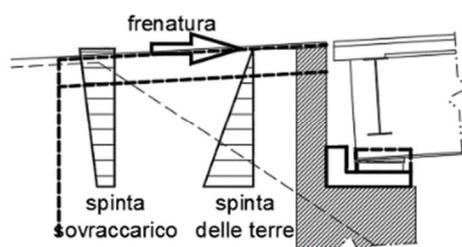
4.4.1 Paraghiaia

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato sulla base delle spinte delle terre, di quelle derivanti dal sovraccarico sul rilevato, nonché dell'azione di frenamento determinata ai sensi della Circ. Min. LL. PP. 7/2019 p.to C5.1.3.3.7.2. La condizione sismica è da valutare con le relative sovraspinte.

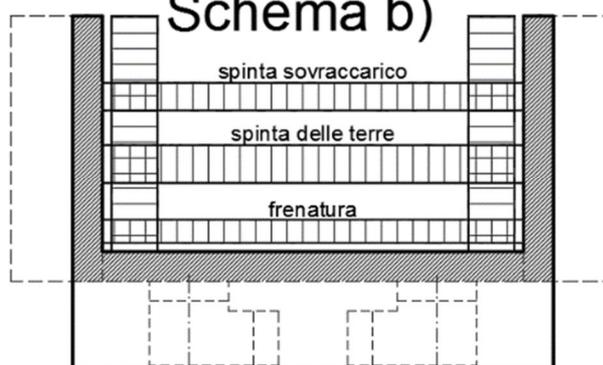
Il paraghiaia presenta uno schema statico di lastra incastrata su 3 lati (alla base sul fusto ed alle estremità laterali sui muri di risvolto). Tale schema può essere semplificato in via conservativa come duplice funzionamento (vedi figure):

- calcolo delle sollecitazioni che interessano le fibre verticali: si considera il funzionamento di schema di mensola verticale inflessa incastrata nel fusto;
- calcolo delle sollecitazioni che interessano le fibre orizzontali: si considera il funzionamento di schema di mensola orizzontale tenso-inflessa (con trazione connessa alle spinte agenti sui muri di risvolto) incastrata nei muri di risvolto.

Schema a)



Schema b)



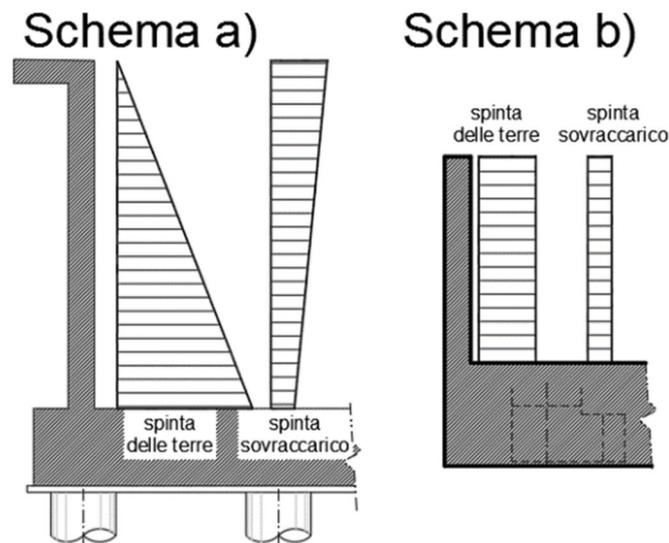
In relazione ai rapporti geometrici tra altezza e sviluppo in pianta che caratterizzano il paraghiaia in oggetto, verrà di norma definito quello che è ritenuto significativo fra i due schemi semplici di funzionamento precedentemente descritti; nella direzione ortogonale verrà comunque disposta idonea armatura atta a garantire un buon funzionamento d'insieme ed ad assorbire eventuali sollecitazioni flessionali secondarie. Il calcolo viene effettuato considerando sia per la parte sollecitante che per quella resistente una porzione di paraghiaia di larghezza unitaria.

4.4.2 Muri di risvolto

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato sulla base delle spinte delle terre e di quelle derivanti dal sovraccarico sul rilevato. La condizione sismica è da valutare con le relative sovraspinte.

I muri di risvolto presentano uno schema statico di lastra incastrata su 2 lati (alla base sulla platea di fondazione ed in corrispondenza del filo anteriore sul fusto). Tale schema può essere semplificato in via conservativa come duplice funzionamento (vedi figure):

- calcolo delle sollecitazioni che interessano le fibre verticali: si considera il funzionamento di schema di mensola verticale inflessa incastrata nella platea di fondazione;
- calcolo delle sollecitazioni che interessano le fibre orizzontali: si considera il funzionamento di schema di mensola orizzontale inflessa incastrata nel fusto; per tale funzionamento, sulla mensola orizzontale ubicata alla quota generica agisce una pressione dovuta alle spinte che risulta costante ed il cui valore dimensionante verrà determinato considerandone il valore massimo attinente ad una sezione ubicata ad una quota superiore alla quota di spiccato, tale che il meccanismo di inflessione sul piano orizzontale possa rivelarsi significativo.

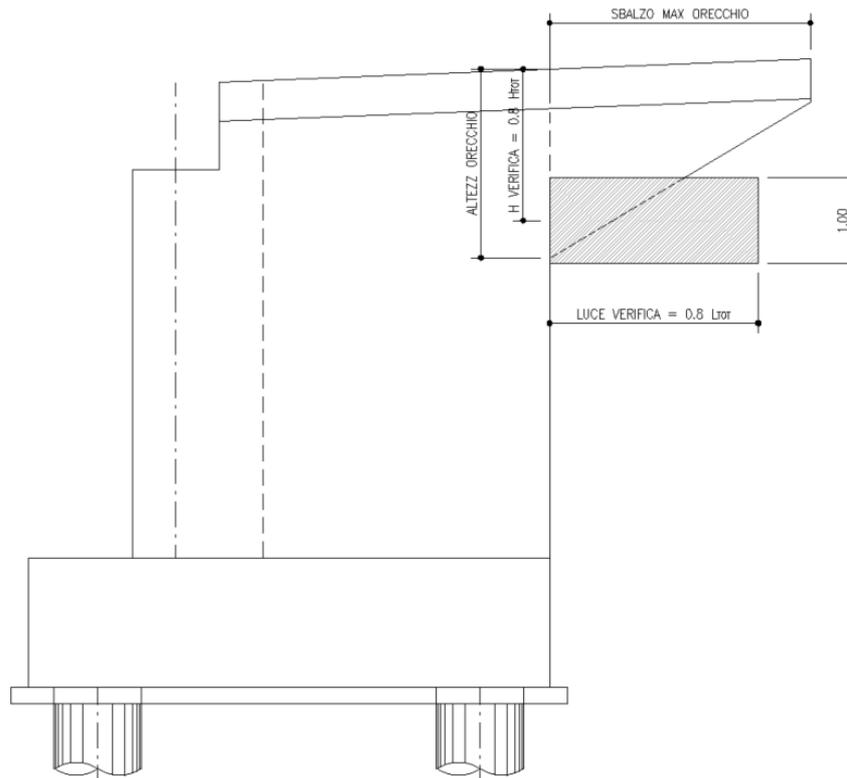


In relazione ai rapporti geometrici tra altezza e sviluppo in pianta che caratterizzano i muri di risvolto in oggetto, verrà di norma definito quello che è ritenuto significativo fra i due schemi semplici di funzionamento precedentemente descritti; nella direzione ortogonale verrà comunque disposta idonea armatura atta a garantire un buon funzionamento d'assieme ed ad assorbire eventuali sollecitazioni flessionali secondarie. Il calcolo viene effettuato considerando sia per la parte sollecitante che per quella resistente una porzione di paraghiaia di larghezza unitaria.

4.4.3 Orecchie

Le orecchie presentano uno schema statico di mensola incastrata sui risvolti. Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato sulla base delle spinte delle terre e di quelle derivanti dal sovraccarico sul rilevato. La condizione sismica è valutata con le relative sovraspinte.

Data la geometria irregolare dell'elemento, si verifica, a favore di sicurezza, una mensola di larghezza unitaria, posta ad una profondità pari all'80% dell'altezza totale dell'orecchio. La luce di calcolo è assunta uguale all'80% dello sbalzo massimo. Si riporta di seguito uno schema descrittivo del metodo di calcolo.



4.4.4 Platea di fondazione

Le sollecitazioni sulla platea in direzione longitudinale sono dovute all'incastro della stessa con il fusto. Il comportamento è riconducibile allo schema limite di trave a mensola vincolata in corrispondenza dell'incastro con lo spiccato fusto.

La mensola risulta caricata dall'azione assiale dei pali sgravata del peso proprio e del peso del terreno di ricoprimento. Lo schema di calcolo è il seguente con larghezza di calcolo al minimo tra:

- l'interasse dei pali i
- il semi-interasse dei pali sommato alla larghezza dello sbalzo trasversale $i/2+b$

4.4.5 Pali di fondazione

Il procedimento di analisi, dimensionamento e progetto dei pali di fondazione si articola nei seguenti passaggi:

- 1) Definizione della curva di capacità portante del palo singolo.
- 2) Dimensionamento della palificata secondo una ripartizione lineare delle azioni verticali e dei momenti flettenti sui pali e definizione del carico assiale agente sul palo più sollecitato in accordo all'espressione riportata di seguito, valida sotto le ipotesi di plinto rigido e di vincolo di incastro tra la testa dei pali e il plinto:

$$N_i = \frac{N}{n} + \frac{(M_L + M_{L,i}) \cdot y_i}{\sum_1^n y_i^2} + \frac{(M_T + M_{T,i}) \cdot x_i}{\sum_1^n x_i^2}$$

dove:

N = azione verticale agente in testa alla palificata

M_L, M_T = momenti flettenti agenti in testa alla palificata in direzione longitudinale e trasversale

N_i = azione assiale agente alla testa del palo i-esimo

M_{L,i}, M_{T,i} = momenti di incastro risultanti che i pali esercitano sul plinto per effetto del vincolo di rotazione impedita

x_i, y_i = distanze in direzione longitudinale e trasversale del palo i-esimo dal baricentro della palificata;

n = numero di pali che compongono la palificata.

5 CRITERI DI VERIFICA

5.1 VERIFICHE SOTTOSTRUTTURE

5.1.1 Verifiche SLU

5.1.1.1 Resistenza a sforzo normale e flessione

Si fa riferimento alle ipotesi di base riportate nel paragrafo 4.1.2.1.2.1 delle NT:

- 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;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Per quanto concerne i materiali si adotta il diagramma di calcolo tensione-deformazione “parabola-rettangolo” per il calcestruzzo, elastico-perfettamente plastico per l'acciaio.

La verifica di resistenza si conduce confrontando $M_{Rd}(N_{Ed})$ con M_{Ed} come indicato di seguito:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ,
- N_{Ed} è il valore di calcolo della compressione assiale (sforzo normale) dell'azione,
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

5.1.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

Si distingue tra elementi non armati a taglio (paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NT) ed elementi armati a taglio con staffe (paragrafo 4.1.2.1.3.2 delle NT).

Elementi non armati a taglio

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed},$$

dove:

- V_{Rd} è il valore di calcolo della resistenza a taglio,
- V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \{0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}\} b_w d \geq (u_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Con:

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

$$u_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm),
- ρ_1 è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02),
- σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{ck}$),
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi armati a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} per elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio.

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo ed i puntoni d'anima inclinati.

L'inclinazione ϑ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5.$$

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed},$$

dove:

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale (staffe), la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw}/s f_{yd} \text{ctg} \vartheta.$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f_{cd} \text{ctg} \vartheta (1 + \text{ctg}^2 \vartheta).$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

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

dove:

- d è l'altezza utile della sezione,
- σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{ck}$),
- b_w è la larghezza minima della sezione,
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale,
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive,
- f_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima,
- α_c è il coefficiente maggiorativo funzione di σ_{cp} .

5.1.2 Verifiche SLE

5.1.2.1 Verifiche allo stato limite di fessurazione

In ordine di severità si distinguono i seguenti stati limite:

- Stato limite di decompressione nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- Stato limite di formazione delle fessure nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}/1.2,$$

con f_{ctm} definito definito nel paragrafo 11.2.10.2 delle NT;

- Stato limite di apertura delle fessure, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm},$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm},$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}.$$

Lo stato limite di fessurazione è fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Le combinazioni di riferimento sono:

- Combinazione Quasi Permanente,
- Combinazione Frequente.

Le condizioni ambientali si distinguono come riportato nella tabella seguente:

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

Per quanto concerne la sensibilità delle armature, trattandosi di armature di acciaio ordinario queste si considerano poco sensibili.

La scelta dei limiti di fessurazione si esegue sulla base di quanto riportato nella tabella seguente:

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	$\leq w_1$

Per quanto concerne gli stati limite di decompressione (“a” nell’elenco precedente) e di formazione delle fessure (“b”), le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Per quanto concerne lo stato limite di apertura delle fessure il valore di calcolo di apertura w_d non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella tabella precedente.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7 w_m,$$

dove:

w_m rappresenta l’ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per i valori di ϵ_{sm} e Δ_{sm} si fa riferimento a quanto indicato da comprovata letteratura tecnica.

Nella Circolare Applicativa del 2019, si fa riferimento al seguente calcolo per w_d :

$$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$$

dove:

Δ_{smax} rappresenta la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria delle barre, ϵ_{sm} , può essere calcolata con la seguente espressione:

$$\epsilon_{sm} = 1/E_s [\sigma_s - k_t f_{ctm}/\rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] \geq 0.6 \sigma_s/E_s,$$

dove:

σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata,

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ,

ρ_{eff} è pari ad $A_s/A_{c,eff}$,

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra $2.5(h-d)$, $(h-x)/3$ ed $h/2$ (come indicato in figura seguente); nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente,

k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico.

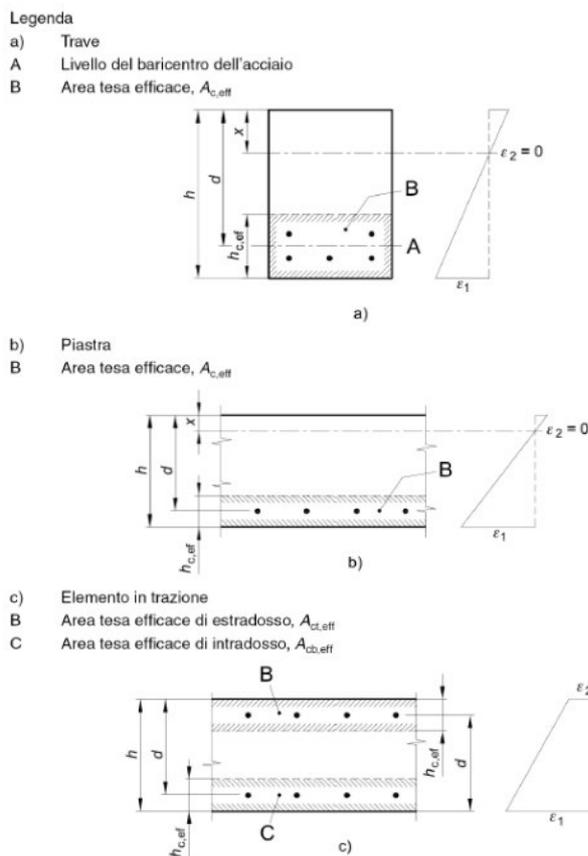


Fig. C4.1.9 Area tesa efficace. Casi tipici.

Per quanto concerne la distanza massima Δ_{smax} , nel caso in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c + \phi/2)$, essa può essere valutata come segue:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_3 k_4 \phi / \rho_{eff},$$

dove:

ϕ è il diametro delle barre (se nella sezione sono impiegate barre di diametro diverso si raccomanda l'uso di un opportuno diametro equivalente ϕ_{eq}),

c è il ricoprimento delle barre di armatura,

k_1 è funzione dell'aderenza delle armature,

k_2 è funzione dello stato sollecitativo di trazione o flessione,

k_3 assume il valore fisso di 3.4,

k_4 assume il valore fisso di 0.425.

Nel caso in esame, come riportato nelle caratteristiche dei materiali, le strutture di elevazione presentano classe di esposizione XC4, XF1, le strutture di fondazione XC2 e i pali di fondazione XC2.

Pertanto si ottengono i seguenti limiti per lo stato limite di fessurazione:

	Condizioni ambientali	Combinazione azioni	limite apertura fessure w_d
Strutture di elevazione	Aggressive	Frequente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
		Quasi Permanente	$\leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$
Strutture di fondazione	Ordinarie	Frequente	$\leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
		Quasi Permanente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
Pali di fondazione	Ordinarie	Frequente	$\leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
		Quasi Permanente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Nei casi previsti dalla norma, la verifica di fessurazione può essere condotta per via indiretta (C4.1.2.2.4). Essa consiste nell'appurare che la tensione nelle barre di armatura sia limitata entro determinati valori tabellati in funzione del diametro della barra e della spaziatura massima:

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

Tensione nell'acciaio σ_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	-

5.1.2.2 Verifiche delle tensioni in esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara),}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione massima per l'acciaio σ_s deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \quad \text{per combinazione caratteristica.}$$

Nel caso in esame si ottiene pertanto:

- Per le strutture di elevazione $f_{ck} = 32$ MPa da cui:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 19.2 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara),}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 14.4 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

- Per le strutture di fondazione e per i pali di fondazione $f_{ck} = 25$ MPa da cui:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 15 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara),}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 11.3 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione dell'acciaio deve rispettare il seguente limite: $\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360$ Mpa.

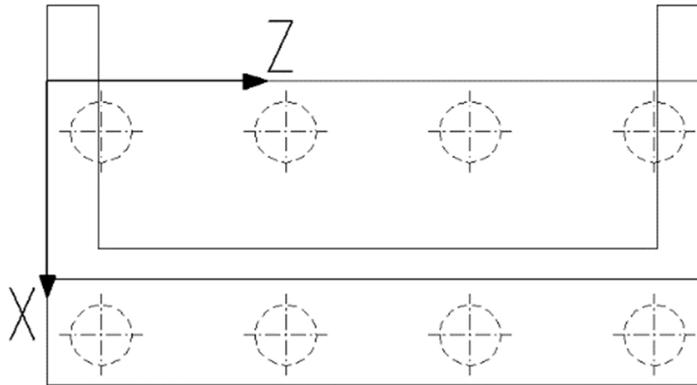
6 ANALISI E VERIFICHE SPALLA

Nel presente paragrafo si riportano le analisi e le verifiche delle spalla B dell'opera in quanto risulta la più sollecitata.

Per la geometria e le caratteristiche dimensionali si fa riferimento alle figure riportate in premessa. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento.

6.1 SISTEMA DI RIFERIMENTO

Nell'immagine di seguito riportata viene rappresentato il sistema di riferimento a base dell'analisi svolta.



6.2 DATI DI INPUT

Si riportano di seguito i principali dati geometrici necessari per il calcolo delle azioni globali relative alla spalla.

6.2.1 Geometria dell'impalcato

Dati relativi all'impalcato

numero travi	28
lunghezza impalcato (m)	21,70
peso struttura in acciaio (kN/m ²)	6,15
Lunghezza di afferenza alla spalla (m)	10,85
larghezza media pavimentazione (m)	17,40
spessore pavimentazione (m)	0,23
peso pavimentazione (kN/m ²)	3,00
larghezza soletta (m)	19,20
larghezza carreggiata (m)	17,60
spessore medio soletta (m)	0,55
larghezza media cordolo n° 1 -a maggior z- (m)	0,90
larghezza media cordolo n° 2 -a minor z - (m)	0,90
altezza max cordoli (m)	0,16
altezza media cordoli (m)	0,16

Dati relativi alle finiture

peso barriera di sicurezza (kN/m)	1,00
-----------------------------------	------

Dati relativi agli appoggi ed alla curvatura impalcato

spessore apparecchi di appoggio (m)	0,12
posizione asse appoggi rispetto a filo valle fusto (m)	0,50
eccentricità (distanza asse impalcato-asse appoggi travi)	0,00
raggio di curvatura (m)	0,00
azione d'attrito sugli appoggi in % sui carichi permanenti	0,00

Dati relativi ai baggioli

altezza baggioli (m)	0,08
larghezza baggioli (m)	0,35
profondità baggioli (m)	0,30
posizione asse baggioli rispetto filo di valle fusto (m)	0,50

6.2.2 Geometria della spalla

Dati relativi alla spalla

altezza fusto spalla (m)	4,50
spessore fusto spalla (m)	1,50
lunghezza fusto spalla (m)	18,80
eccentricità trasversale fusto rispetto alla platea (m)	0,00
altezza minima/massima/media paraghiaia (m)	0,80/1,05/0,93
spessore paraghiaia (m)	0,50
distanza asse paraghiaia da filo anteriore fusto (m)	1,25
lunghezza risvolti (m)	3,30
spessore risvolti (m)	1,20
lunghezza massima orecchie (m)	3,00
spessore orecchie (m)	0,60

Dati relativi alla platea di fondazione

lunghezza platea di fondazione (m)	20,00
larghezza platea di fondazione -lungo asse stradale- (m)	6,00
sbalzo anteriore (m)	1,20
sbalzo posteriore (m)	3,30
spessore platea (m)	1,50

Dati relativi al terreno

Inclinazione paramento interno spalla rispetto all'orizzontale	90,00
Inclinazione terreno a monte rispetto all'orizzontale	0,00
Angolo tra asse paramento e asse tracciamento stradale	0,00
angolo di attrito interno del terreno di monte (°)	35,00

6.3 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

6.3.1 Carichi permanenti

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi permanenti riferiti all'impalcato, per unità di lunghezza:

<u>Analisi dei carichi</u>					Impalcato
Peso struttura in acciaio:	6,15 kN/m ²	*	19,20 m	=	118,10 kN/m
Peso soletta:	12,36 kN/m ²	*	19,20 m	=	237,30 kN/m
Strutturali:					335,40 kN/m
Pavimentazione:	6,90 kN/m ²	*	17,40 m	=	120,10 kN/m
Cordoli: 0.90*0.16*25.0	3,60 kN/m	*	2	=	7,20 kN/m
Barriere:	1,00 kN/m	*	2	=	2,00 kN/m
Permanenti portati:					129,30 kN/m
Totale:					464,70 kN/m
Totale assunto:					465,00 kN/m

Le azioni permanenti trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

Fy/metro	465,00 kN/m	SPICCATO FUSTO
Fy	5.045,25 kN	
e _{z,APPOGGIO}	0,00 m	
Mx	0,00 kNm	
e _{x,APPOGGIO}	0,25 m	
Mz	1.261,31 kNm	

Fy/metro	465,00 kN/m	INTRADOSSO FONDAZIONE
Fy	5.045,25 kN	
e _{z,APPOGGIO}	0,00 m	
Mx	0,00 kNm	
e _{x,APPOGGIO}	1,30 m	
Mz	6.558,83 kNm	

6.3.2 Carichi accidentali

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo n° 1. Nella tabella seguente si riassumono le singole reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico, e la reazione totale, riferite all'asse della carreggiata:

CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO							
SCHEMA DI CARICO 1	Corsia 1		Corsia 2		Corsia 3		Rimanente
Larghezza corsia [m]	3,00		3,00		3,00		8,40
Q_{ik} [kN] afferente a spalla	300,00	300,00	200,00	200,00	100,00	100,00	
Ascissa Tandem [m]	16,90	14,90	13,90	11,90	10,90	8,90	
<i>Rispetto a baricentro spiccato fusto:</i>							
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	2.460,00	1.860,00	1.040,00	640,00	220,00	20,00	
<i>Rispetto a baricentro palificata:</i>							
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	2.460,00	1.860,00	1.040,00	640,00	220,00	20,00	
q_{ik} [kN/m ²]	9,00		2,50		2,50		2,50
q_{ik} [kN] afferente a spalla	292,95		81,38		81,38		227,85
Ascissa colonna di carico [m]	15,90		12,90		9,90		4,20
<i>Rispetto a baricentro spiccato fusto:</i>							
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	1.890,00		2.109,24		341,78		97,65
<i>Rispetto a baricentro palificata:</i>							
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	1.890,00		2.109,24		341,78		97,65

CARICHI VERTICALI DA FOLLA	
Q_{fk}	2,50 kN/m ²
Largh. Pedonabile 1	0,90 m
Largh. Pedonabile 2	0,90 m
$Q_{fk,1}$	2,25 kN/m
$Q_{fk,2}$	2,25 kN/m
F su marciapiede 1	24,41 kN
F su marciapiede 2	24,41 kN
z folla Marciapiede 1 [m]	-0,45 m
z folla Marciapiede 2 [m]	17,85 m

Le azioni dovute ai carichi mobili trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

CARICHI VERTICALI DA FOLLA E TRAFFICO		
$F_{y, \text{traffico/da impalcato}}$	1.883,55 kN	SPICCATO FUSTO
$F_{y, \text{folla/da impalcato}}$	48,83 kN	
$F_y \text{ tot traffico + folla/da impalcato}$	1.932,38 kN	
$M_x, \text{traffico/da impalcato}$	7.763,34 kNm	
$M_x, \text{folla/da impalcato}$	0,00 kNm	
$M_x, \text{traffico + folla/da impalcato}$	7.763,34 kNm	
$M_z, \text{traffico/da impalcato}$	470,89 kNm	
$M_z, \text{folla/da impalcato}$	12,21 kNm	
$M_z, \text{traffico + folla/da impalcato}$	483,09 kNm	
$F_{y, \text{traffico/da impalcato}}$	1.883,55 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$F_{y, \text{folla/da impalcato}}$	48,83 kN	
$F_y \text{ tot traffico + folla/da impalcato}$	1.932,38 kN	
$M_x, \text{traffico/da impalcato}$	7.763,34 kNm	
$M_x, \text{folla/da impalcato}$	223,37 kNm	
$M_x, \text{traffico + folla/da impalcato}$	7.986,71 kNm	
$M_z, \text{traffico/da impalcato}$	2.448,62 kNm	
$M_z, \text{folla/da impalcato}$	63,47 kNm	
$M_z, \text{traffico + folla/da impalcato}$	2.512,09 kNm	

6.3.3 Azione di frenamento

Le azioni di frenamento trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

AZIONI DI ACCELERAZIONE E FRENATURA		
F_x , frenatura	209,30 kN	SPICCATO FUSTO
e_y	4,68 m	
e_z	0,00 m	
M_z , frenatura	979,50 kNm	
M_y , frenatura	0,00 kNm	
F_x , frenatura	209,30 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e_y	6,18 m	
e_z	0,00 m	
M_z , frenatura	1.293,44 kNm	
M_y , frenatura	0,00 kNm	

6.3.4 Azione centrifuga

Le azioni dovute alla forza centrifuga trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

AZIONE CENTRIFUGA		
F_z , centrifuga	0,00 kN	SPICCATO FUSTO
e_y	4,68 m	
e_x	0,25 m	
M_x , frenatura	0,00 kNm	
M_y , frenatura	0,00 kNm	
F_z , centrifuga	0,00 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e_y	6,18 m	
e_x	1,30 m	
M_x , frenatura	0,00 kNm	
M_y , frenatura	0,00 kNm	

6.3.5 Variazione termica

Le azioni dovute alla variazione termica trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

Variazione termica uniforme di progetto 30,000 °C

F_x	118,12 kN	SPICCATO FUSTO
e_y	4,68 m	
e_z	0,00	
M_z	552,79 kNm	
M_y	0,00 kNm	

F_x	118,12 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e_y	6,18 m	
e_z	0,00	
M_z	729,97 kNm	
M_y	0,00 kNm	

6.3.6 Azione del vento

In considerazione della distribuzione di rigidzze sul piano orizzontale fornita dai dispositivi di isolamento sismico, tale da richiamare più rigidzza in direzione trasversale, e pertanto più taglio trasversale, sulle spalle, ai fini della determinazione dell'azione del vento sulla spalla si considera cautelativamente una lunghezza di afferenza pari all'intera lunghezza della campata di spalla.

AZIONE VENTO	
Pressione vento	2,50 kPa
L ^{1°} camp	21,70 m
YAPPOGGIO TRASV	6,70 m
H _{impalcato}	1,00 m
H _{barriere}	3,00 m

F _z , da vento	217,00 kN	SPICCATO FUSTO
e _y	4,68 m	
e _x	0,25 m	
M _x , da vento	1.449,56 kNm	
M _y , da vento	54,25 kNm	
F _z , da vento	217,00 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e _y	6,18 m	
e _x	1,30 m	
M _x , da vento	1.775,06 kNm	
M _y , da vento	282,10 kNm	

6.3.7 Azione sismica

Di seguito si riportano i parametri assunti alla base del calcolo dell'azione sismica.

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Probabilità di superamento	10,00 %
T_R	949 anni
a_g	0,2130 g
a_{gv}	0,132 g
F_0	2,4270
F_V	1,5100
T_c^*	0,3150 s
Categoria suolo	B
Categoria topografica	T1
S_t	1,0000
S_s	1,1950
S	1,1950
C_c	1,3860
T_B	0,1450
T_C	0,4360
T_D	2,4400

Sulla spalla in oggetto il sistema di vincolamento trasmette le azioni sismiche longitudinali derivanti dall'impalcato calcolate di seguito.

Luce totale ponte	21,70 m
Luce campata adiacente spalla fissa	21,70 m
$m_{IMPALCATO\ TOTALE}$	1.028.593,27 kg
$m_{IMPALCATO\ AFFERENTE\ A\ SPALLA\ FISSA}$	514.296,64 kg
% attrito	100,00 %
$F_{SISMICA\ LONG}$	2.987,13 kN
% sisma in y (long.)	100,00 %
% sisma in x (trasv.)	30,00 %
% sisma in verticale	30,00 %
spalla	isolata

Le azioni dovute al sisma trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

Fx	1.512,00 kN	SPICCATO FUSTO
e _y	4,68 m	
e _z	0,00 m	
Fz	453,60 kN	
Mx	235,87 kNm	
e _y	4,68 m	
e _x	0,25 m	
Fy	486,81 kN	
e _x	0,25 m	
e _z	0,00 m	
MZ _{SISMICA,IMPALCATO}	121,70 kNm	
Mx	2.358,72 kNm	
My	113,40 kNm	
Mz	7.197,86 kNm	

Fx	1.512,00 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e _y	6,18 m	
e _z	0,00 m	
Fz	453,60 kN	
Mx	235,87 kNm	
e _y	6,18 m	
e _x	1,30 m	
Fy	486,81 kN	
e _x	1,30 m	
e _z	0,00 m	
MZ _{SISMICA,IMPALCATO}	632,85 kNm	
Mx	3.039,12 kNm	
My	589,68 kNm	
Mz	9.977,01 kNm	

6.4 AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA

6.4.1 Peso proprio

Elemento strutturale	N (kN)	x_G (m)	y_G (m)
Paraghiaia	246,75	3,55	6,53
Muri d'ala	1.292,04	1,13	4,66
Fusto	3.172,50	4,05	3,75
Plinto	4.500,00	3,00	0,75

Le azioni dovute ai pesi propri degli elementi della spalla, allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione, sono le seguenti.

γ	25,00 kN/m ³	SPICCATO FUSTO
Fy	3.419,25 kN	
Mz	-123,38 kNm/m	
γ	25,00 kN/m ³	INTRADOSSO FONDAZIONE
Fy	9.211,29 kN	
Mz	1.050,72 kNm/m	

6.4.2 Forze inerziali degli elementi della spalla

	Rispetto a base fusto	Rispetto a estrad. palificata		Rispetto a base fusto	Rispetto a estrad. palificata				
Fy	246,75	246,75 kN	PARAGHIAIA	9,77	9,77	Fy, sisma verticale			
Massa Paraghiaia	25.152,91	25.152,91 kg							
Fx	73,05	73,05 kN							
yg paraghiaia	5,03	6,53 m							
Mz _{SISMICA,PARAGHIAIA}	367,06	476,63 kNm					-4,89	5,37	Mz, sisma verticale
Fz	21,91	21,91 kN							
Mx	110,12	142,99 kNm							
Fy		1.292,04 kN	MURI D'ALA		51,16	Fy, sisma verticale			
Massa Muri d'ala		131.706,42 kg							
Fx		382,49 kN							
yg muri d'ala		4,66 m							
Mz _{SISMICA,MURI D ALA}		1.782,39 kNm						-95,68	Mz, sisma verticale
Fz		114,75 kN							
Mx		534,72 kNm							
Fy	3.172,50	3.172,50 kN	FUSTO	125,63	125,63	Fy, sisma verticale			
Massa FUSTO	323.394,50	323.394,50 kg							
Fx	939,17	939,17 kN							
yg FUSTO	2,25	3,75 m							
Mz _{SISMICA,FUSTO}	2.113,13	3.521,88 kNm					0,00	131,91	Mz, sisma verticale
Fz	281,75	281,75 kN							
Mx	633,94	1.056,56 kNm							
Fy		4.500,00 kN	PLINTO		178,20	Fy, sisma verticale			
Massa plinto		458.715,60 kg							
Fx		1.332,15 kN							
yg plinto		0,75 m							
Mz _{SISMICA,PLINTO}		999,11 kNm						0,00	Mz, sisma verticale
Fz		399,65 kN							
Mx		299,73 kNm							

Massa totale	348.547,40 kg	SPICCATO FUSTO
$F_{XSISMICA}$	1.012,21 kN	
F_y	135,40 kN	
$M_{ZSISMICA,TOTALE}$	2.475,30 kNm	
$F_{ZSISMICA}$	303,66 kN	
$M_{XSISMICA}$	744,05 kNm	
Massa totale	938.969,42 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
$F_{XSISMICA}$	2.726,85 kN	
F_y	364,77 kN	
$M_{ZSISMICA,TOTALE}$	6.821,62 kNm	
$F_{ZSISMICA}$	818,06 kN	
$M_{XSISMICA}$	2.034,00 kNm	

6.4.3 Spinta a riposo delle terre

Si riassumono di seguito i parametri assunti alla base del calcolo delle spinte delle terre.

I calcoli vengono effettuati secondo le due combinazioni previste da normativa A1-M1, per le quali si assume $\gamma_{M1} = 1$.

I parametri geotecnici assunti alla base del calcolo sono i seguenti:

Combinazione A1-M1

ϕ_k [°]	ϕ_k [rad]	$tg(\phi_k)$	γ_{M1}	$tg(\phi_{d1})$	ϕ_{d1} [rad]	ϕ_{d1} [°]
35,00	0,61	0,70	1,00	0,70	0,61	35,00

Spinta statica del terreno di monte

M1	
K_0	0,43
γ	20,00 kN/m ³
$H_{PARAGHIAIA}$	1,05 m
H_{FUSTO}	4,50 m
H_{PLINTO}	1,50 m
$H_{media(spalla)}$	7,05 m
$B_{terreno imbarcato}$	3,52 m
$XG_{,terreno imbarcato MONTE}$	1,88 m
$YG_{,terreno imbarcato MONTE}$	4,14 m
$XG_{,PALIFICATA}$	3,00 m
<u>Paraghiaia</u>	
$L_{PARAGHIAIA}$	18,80 m
$H_{PARAGHIAIA}$	1,05 m
$S_{PARAGHIAIA}$	88,38 kN
$y_{S,PARAGHIAIA}$	6,35 m
<u>Fusto</u>	
L_{FUSTO}	18,80 m
H_{FUSTO}	4,50 m
S_{FUSTO}	2.380,98 kN
$y_{S,FUSTO}$	3,24 m

<u>Plinto</u>	
L_{PLINTO}	20,00 m

H _{PLINTO}	1,50 m
S _{PLINTO}	1.611,88 kN
Y _{S,PLINTO}	0,72 m

FX _{SPINTA}	2.469,36 kN	SPICCATO FUSTO
MZ _{SPINTA}	4.568,32 kNm	
F _{y terreno imbarcato}	0,00 kN	
MZ _{terreno imbarcato}	0,00 kNm	
F _{y tot}	0,00 kN	
FX _{tot}	2.469,36 kN	
MZ _{tot}	4.568,32 kNm	
FX _{SPINTA}	4.081,24 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
MZ _{SPINTA}	9.433,31 kNm	
F _{y terreno imbarcato}	6.772,37 kN	
MZ _{terreno imbarcato}	-7.581,04 kNm	
F _{y tot}	6.772,37 kN	
FX _{tot}	4.081,24 kN	
MZ _{tot}	1.852,26 kNm	

6.4.4 Spinta attiva delle terre

Si riassumono di seguito i parametri assunti alla base del calcolo delle spinte delle terre.

I calcoli vengono effettuati secondo le due combinazioni previste da normativa A1-M1, per le quali si assume $\gamma_{M1} = 1$.

I parametri geotecnici assunti alla base del calcolo sono i seguenti:

Combinazione A1-M1

ϕ_k [°]	ϕ_k [rad]	$\text{tg}(\phi_k)$	γ_{M1}	$\text{tg}(\phi_{d1})$	ϕ_{d1} [rad]	ϕ_{d1} [°]
35,00	0,61	0,70	1,00	0,70	0,61	35,00

Spinta statica del terreno di monte

M1	
K_a	0,27
γ	20,00 kN/m ³
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1,05 m
H_{FUSTO}	4,50 m
H_{PLINTO}	1,50 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	7,05 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	3,52 m
$XG_{\text{,terreno imbarcato MONTE}}$	1,88 m
$YG_{\text{,terreno imbarcato MONTE}}$	4,14 m
$XG_{\text{,PALIFICATA}}$	3,00 m
<u>Paraghiaia</u>	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	18,80 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1,05 m
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	56,17 kN
$y_{S,\text{PARAGHIAIA}}$	6,35 m
<u>Fusto</u>	
L_{FUSTO}	18,80 m
H_{FUSTO}	4,50 m
S_{FUSTO}	1.513,10 kN
$y_{S,\text{FUSTO}}$	3,24 m

<u>Plinto</u>	
L_{PLINTO}	20,00 m

H _{PLINTO}	1,50 m
S _{PLINTO}	1.024,34 kN
Y _{S,PLINTO}	0,72 m

FX _{SPINTA}	1.569,27 kN	SPICCATO FUSTO
MZ _{SPINTA}	2.903,15 kNm	
F _y _{terreno imbarcato}	0,00 kN	
MZ _{terreno imbarcato}	0,00 kNm	
F _y _{tot}	0,00 kN	
FX _{tot}	1.569,27 kN	
MZ _{tot}	2.903,15 kNm	
FX _{SPINTA}	2.593,61 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
MZ _{SPINTA}	5.994,82 kNm	
F _y _{terreno imbarcato}	6.772,37 kN	
MZ _{terreno imbarcato}	-7.581,04 kNm	
F _y _{tot}	6.772,37 kN	
FX _{tot}	2.593,61 kN	
MZ _{tot}	-1.586,23 kNm	

6.4.5 Traffico a tergo spalla

M1	
k_a	0,43
q_{TRAFFICO}	20,00 kN/m ²
H_{SPALLA}	7,05 m
B_{PLINTO}	6,00 m
H_{PLINTO}	1,50 m
$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	3,52 m
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	18,80 m
$X_{\text{PALIFICATA}}$	3,00 m

$F_{y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	0,00 kN	SPICCATO FUSTO
$F_{x\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	889,86 kN	
$M_{z\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	2.469,36 kNm	
$F_{y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	1.322,10 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$F_{x\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	1.130,36 kN	
$M_{z\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	2.342,63 kNm	

6.4.6 Sovrappinta sismica del terreno di monte

M1	
$H_{media(spalla)}$	7,05 m
γ	20,00 kN/m ³
K_a	0,27
k_h	0,30
k_v	0,15
θ	14,46 °
α	90,00 °
β	0,00 °
δ	0,00 °
$K_{a,e}$	0,44
<u>Paraghiaia</u>	
S_e	251,75 kN/m
S_a	134,69 kN/m
ΔS	117,06 kN/m
$q_{\Delta S}$	16,60 kN/m/m
<u>Fusto</u>	
$L_{PARAGHIAIA}$	18,80 m
$H_{PARAGHIAIA}$	1,05 m
$\Delta S_{e,PARAGHIAIA}$	327,78 kN
$y_{Se,PARAGHIAIA}$	6,53 m
$M_{z,PARAGHIAIA}$	2.138,77 kNm
<u>Plinto</u>	
L_{PLINTO}	20,00 m
H_{PLINTO}	1,50 m
$\Delta S_{e,PARAGHIAIA}$	498,15 kN
$y_{Se,PARAGHIAIA}$	0,75 m
$M_{z,PARAGHIAIA}$	373,61 kNm

FX _{SPINTA}	1.732,56 kN	SPICCATO FUSTO
MZ _{SPINTA}	4.807,85 kNm	
FX _{SPINTA}	2.230,71 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
MZ _{SPINTA}	7.780,30 kNm	

6.4.7 Forze inerziali del terreno imbarcato

Massa terreno imbarcato	690.353,52 kg	SPICCATO FUSTO
FX, _{SISMICA}	2.004,85 kN	
y _G	2,64 m	
MZ, _{SISMICA}	5.282,99 kNm	
FZ, _{SISMICA}	601,45 kN	
MX, _{SISMICA}	1.584,90 kNm	
Fy, _{SISMICA}	0,00 kN	
x _G	-2,17 m	
MZ, _{SISMICA}	0,00 kNm	
Massa terreno imbarcato	690.353,52 kg	INTRAD. FONDAZIONE
FX, _{SISMICA}	2.004,85 kN	
y _G	4,14 m	
MZ, _{SISMICA}	8.290,27 kNm	
FZ, _{SISMICA}	601,45 kN	
MX, _{SISMICA}	2.487,08 kNm	
Fy, _{SISMICA}	268,19 kN	
x _G	-1,12 m	
MZ, _{SISMICA}	-300,21 kNm	

6.5 SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO

6.5.1 Azioni elementari

SOLLECITAZIONI SPICCATO FUSTO						
	Fy [kN]	Fx [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
	Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
P.P. + portati IMPALCATO	5.045,25	-	1.261,31	-	0,00	-
Inerzia sismica IMPALCATO	486,81	1.512,00	7.197,86	453,60	2.358,72	113,40
Traffico IMPALCATO	1.932,38	-	483,09	-	7.763,34	-
Frenatura e Centrifuga	-	209,30	979,50	0,00	0,00	0,00
DT	-	118,12	552,79	-	-	0,00
Vento	-	-	-	217,00	1.449,56	54,25
P.P. SPALLA	3.419,25	-	-123,38	-	-	-
Inerzia sismica SPALLA	135,40	1.012,21	2.475,30	303,66	744,05	-
Terreno imbarcato (M1)	0,00	-	0,00	-	-	-
SPINTA STATICA TERRE a riposo (M1)	-	2.469,36	4.568,32	-	-	-
SPINTA STATICA TERRE attiva (M1)	-	1.569,27	2.903,15	-	-	-
SOVRASPINTA SISMICA TERRE (M1)	-	1.732,56	4.807,85	-	-	-
Inerzia Sismica Terreno Imbarcato	0,00	2.004,85	5.282,99	601,45	1.584,90	-
Traffico Tergo Spalla (M1)	0,00	889,86	2.469,36	-	-	-

6.5.2 Sollecitazioni allo spiccato fusto

Di seguito si riportano le sollecitazioni globali risultanti nella sezione di spiccato fusto.

COMBO SLU-A1											
	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00	11,00
Fy [kN]	11.427,08	11.427,08	11.427,08	11.427,08	11.427,08	11.427,08	14.035,78	14.035,78	13.378,77	13.378,77	13.378,77
Fx [kN]	3.475,38	3.418,69	4.753,48	4.753,48	3.952,60	4.009,30	3.418,69	3.952,60	4.753,48	3.701,23	4.235,15
Mz [kNm]	8.366,80	8.101,46	11.805,50	11.805,50	9.583,08	9.848,42	8.753,64	10.235,25	12.293,43	9.911,71	11.393,33
Fz [kN]	0,00	325,50	0,00	195,30	325,50	195,30	195,30	195,30	195,30	195,30	195,30
Mx [kNm]	0,00	2.174,34	0,00	1.304,60	2.174,34	1.304,60	11.785,11	11.785,11	9.145,58	9.145,58	9.145,58
My [kNm]	0,00	81,38	0,00	48,83	81,38	48,83	48,83	48,83	48,83	48,83	48,83

COMBO SLE - Rare											
	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00	11,00
Fy [kN]	8.464,50	8.464,50	8.464,50	8.464,50	8.464,50	8.464,50	10.396,88	10.396,88	9.913,78	9.913,78	9.913,78
Fx [kN]	2.587,48	2.587,48	3.477,34	3.477,34	2.943,43	2.943,43	2.587,48	2.943,43	3.477,34	2.796,78	3.152,72
Mz [kNm]	6.259,05	6.259,05	8.728,41	8.728,41	7.246,79	7.246,79	6.742,14	7.729,89	9.090,73	7.600,87	8.588,62
Fz [kN]	0,00	217,00	0,00	130,20	217,00	130,20	130,20	130,20	130,20	130,20	130,20
Mx [kNm]	0,00	1.449,56	0,00	869,74	1.449,56	869,74	8.633,08	8.633,08	6.692,24	6.692,24	6.692,24
My [kNm]	0,00	54,25	0,00	32,55	54,25	32,55	32,55	32,55	32,55	32,55	32,55

COMBO QUASI PERMANENTE					
Fy [kN]	Fx [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
8.464,50	2.528,42	5.982,65	-	-	-

COMBO SLV					
Fy [kN]	Fx [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
9.086,71	7.889,95	24.081,48	1.358,72	4.687,67	113,40

6.5.3 Sollecitazioni oggetto di verifica

La verifica dell'elemento strutturale viene condotta facendo riferimento ad una sezione di larghezza unitaria. Le sollecitazioni a spiccato fusto riferite ad una larghezza unitaria pari a 1 m risultano pertanto:

COMBO SLU-A1											
	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00	11,00
Fy [kN/m]	696,77	696,77	696,77	696,77	696,77	696,77	855,84	855,84	815,78	815,78	815,78
Fx [kN/m]	211,91	208,46	289,85	289,85	241,01	244,47	208,46	241,01	289,85	225,68	258,24
Mz [kNm/m]	510,17	493,99	719,85	719,85	584,33	600,51	533,76	624,10	749,60	604,37	694,72

COMBO SLE - Rare											
	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00	11,00
Fy [kN/m]	516,13	516,13	516,13	516,13	516,13	516,13	633,96	633,96	604,50	604,50	604,50
Fx [kN/m]	157,77	157,77	212,03	212,03	179,48	179,48	157,77	179,48	212,03	170,54	192,24
Mz [kNm/m]	381,65	381,65	532,22	532,22	441,88	441,88	411,11	471,33	554,31	463,47	523,70

COMBO QUASI PERMANENTE		
Fy [Kn/m]	Fx [kN/m]	Mz [kNm/m]
Verticale	Long	Long
516,13	154,17	364,80

COMBO SLV		
Fy [Kn/m]	Fx [kN/m]	Mz [kNm/m]
Verticale	Long	Long
554,07	481,09	1.468,38

6.6 SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

6.6.1 Geometria della palificata

Diametro pali $\phi = 1,00$ m

Numero totale pali 16

Nella tabella seguente sono riportate le coordinate dei pali rispetto agli assi baricentrici della platea (asse X ed asse Z).

n° palo	Zg (m)	Xg (m)
1	-8,750	-2,200
2	-6,250	-2,200
3	-3,750	-2,200
4	-1,250	-2,200
5	1,250	-2,200
6	3,750	-2,200
7	6,250	-2,200
8	8,750	-2,200
9	-8,750	2,200
10	-6,250	2,200
11	-3,750	2,200
12	-1,250	2,200
13	1,250	2,200
14	3,750	2,200
15	6,250	2,200
16	8,750	2,200

6.6.2 Carichi elementari

Vengono riportate nel seguito le caratteristiche di sollecitazione relative alla palificata, riferite agli assi baricentrici della platea.

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE						
	Fy [kN]	Fx [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
	Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
P.P. + portati IMPALCATO	5.045,25	-	6.558,83	-	0,00	-
Inerzia sismica IMPALCATO	486,81	1.512,00	9.977,01	453,60	3.039,12	589,68
Traffico IMPALCATO	1.932,38	-	2.512,09	-	7.986,71	-
Frenatura e Centrifuga	-	209,30	1.293,44	0,00	0,00	0,00
DT	-	118,12	729,97	-	-	0,00
Vento	-	-	-	217,00	1.775,06	282,10
P.P. SPALLA	9.211,29	-	1.050,72	-	-	-
Inerzia sismica SPALLA	364,77	2.726,85	6.821,62	818,06	2.034,00	-
Terreno imbarcato (M1)	6.772,37	-	-7.581,04	-	-	-
SPINTA STATICA TERRE a riposo (M1)	-	4.081,24	9.433,31	-	-	-
SPINTA STATICA TERRE attiva (M1)	-	2.593,61	5.994,82	-	-	-
SOVRASPINTA SISMICA TERRE (M1)	-	2.230,71	7.780,30	-	-	-
Inerzia Sismica Terreno Imbarcato	268,19	2.004,85	7.990,06	601,45	2.487,08	-
Traffico Tergo Spalla (M1)	1.322,10	1.130,36	2.342,63	-	-	-

6.6.3 Sollecitazioni sulla palificata di fondazione

Le sollecitazioni riportate nella tabella sottostante sono calcolate rispetto al baricentro della palificata.

COMBO SLU-A1											
	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00	11,00
Fy [kN]	28.389,03	28.389,03	30.372,17	30.372,17	29.182,28	29.182,28	30.997,73	31.790,99	32.323,87	30.340,72	31.133,98
Fx [kN]	5.651,42	5.594,72	7.290,27	7.290,27	6.272,94	6.329,64	5.594,72	6.272,94	7.290,27	5.877,27	6.555,49
Mz [kNm]	13.649,40	13.299,02	16.812,96	16.812,96	14.704,60	15.054,98	16.690,34	18.095,91	19.350,17	17.582,37	18.987,95
Fz [kN]	0,00	325,50	0,00	195,30	325,50	195,30	195,30	195,30	195,30	195,30	195,30
Mx [kNm]	0,00	2.662,59	0,00	1.597,55	2.662,59	1.597,55	12.379,62	12.379,62	9.664,14	9.664,14	9.664,14
My [kNm]	0,00	423,15	0,00	253,89	423,15	253,89	253,89	253,89	253,89	253,89	253,89

COMBO SLE - RARA											
	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00	11,00
Fy [kN]	21.028,91	21.028,91	22.351,01	22.351,01	21.557,75	21.557,75	22.961,28	23.490,12	23.800,29	22.478,19	23.007,03
Fx [kN]	4.199,36	4.199,36	5.329,73	5.329,73	4.651,51	4.651,51	4.199,36	4.651,51	5.329,73	4.408,66	4.860,80
Mz [kNm]	10.191,78	10.191,78	12.534,40	12.534,40	11.128,83	11.128,83	12.703,86	13.640,91	14.418,47	13.369,28	14.306,34
Fz [kN]	0,00	217,00	0,00	130,20	217,00	130,20	130,20	130,20	130,20	130,20	130,20
Mx [kNm]	0,00	1.775,06	0,00	1.065,04	1.775,06	1.065,04	9.051,75	9.051,75	7.055,07	7.055,07	7.055,07
My [kNm]	0,00	282,10	0,00	169,26	282,10	169,26	169,26	169,26	169,26	169,26	169,26

COMBO QUASI PERMANENTE					
Fy [kN]	Fx [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
21.028,91	4.140,30	9.826,79	-	-	-

COMBO SLV					
Fy [kN]	Fx [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
22.148,67	11.127,08	38.957,29	1.873,11	7.560,20	589,68

6.6.4 Sollecitazioni nei pali per le verifiche strutturali SLE e SLU/STR

Le sollecitazioni in testa palo più gravose per le diverse combinazioni di carico risultanti dall'analisi e dalla sovrapposizione degli effetti sono le seguenti:

SLU-A1	
N_{max} (kN)	-923
N_{min} (kN)	-3051
V_{max} (kN)	400
M_{max} (kNm)	757

SLV	
N_{max} (kN)	506
N_{min} (kN)	-3275
V_{max} (kN)	714
M_{max} (kNm)	1353

SLE-RARA	
N_{max} (kN)	-675
N_{min} (kN)	-2261
V_{max} (kN)	293
M_{max} (kNm)	556

SLE-QP	
N_{max} (kN)	-657
N_{min} (kN)	-1971
V_{max} (kN)	261
M_{max} (kNm)	495

6.7 SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA

Si riporta di seguito il calcolo delle sollecitazioni sul paraghiaia, in base alle ipotesi precedenti, considerando un terreno avente $\phi=35^\circ$ e $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ ed l'accelerazione sismica del sito:

$$a_g = 0.213g$$

$$S = 1.390$$

In considerazione dei rapporti dimensionali caratterizzanti la parte d'opera in oggetto, come funzionamento dimensionante è assunto lo schema statico di mensola verticale incastrata alla base sul fusto.

Le sollecitazioni oggetto di verifica, determinate con riferimento ad una sezione di larghezza unitaria, derivano da una analisi della parte strutturale inflessa considerata in semplice schema statico di mensola incastrata.

Considerando la forza x verticale, y di taglio orizzontale, z asse uscente dal piano, si ottiene:

A (Area)	0,525 m ²	Inerzia sismica
Fx/metro	13,13 KN	
Massa	1337,92 Kg	
Fy,sismica	3,89 KN	
Mz,sismica	2,04 KNm	
K ₀	0,426	Spinta statica terre
g	20 kN/m ³	
S _{,PARAGHIAIA}	4,70 kN	
Y _{S,PARAGHIAIA}	0,35 m	
Fy, _{SPINTA}	4,70 kN	
MZ, _{SPINTA}	1,65 kNm	
k _h	0,296	Sovrappinta sismica
k _v	0,148	
q	14,46 °	
α	90 °	
β	0 °	
δ	0 °	
K _{a,e}	0,441	
S _e	251,77 kN	
S _a	134,69 kN	
DS	117,08 kN	
q _{DS}	16,61 kN/m	
DS _{e,PARAGHIAIA}	17,44 kN	
Y _{Se,PARAGHIAIA}	0,525 m	
Fy, _{DSe}	17,44 KN	
MZ, _{DSe}	9,15 kNm	

Massa terreno imbarcato	7064,22 kg	Inerzia terreno imbarcato
$F_{,SISMICA}$	20,52 kN	
y_G	0,53 m	
$M_{,SISMICA}$	10,77 kNm	
$q_{TRAFFICO}$	20 kN/m ²	Traffico tergo spalla
$F_{ySOVRACC. TRAFFICO}$	8,95 kN	
y_G	0,53 m	
$M_{zSOVRACC. TRAFFICO}$	4,70 kNm	
$Q_{1k,v}$	300,0 KN	Carichi orizz. da traffico
$Q_{1k,h}$	180,0 KN	
$F_{y,base}$	85,7 KN	
$M_{z,base}$	17,0 kNm	

Riassumendo:

	Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]
	Verticale	Long	Long
P.P. paraghiaia	13,13	0,00	0,00
Inerzia sismica	0,00	3,89	2,04
SPINTA STATICA TERRE	0,00	4,70	1,65
SOVRASPINTA SISMICA TERRE	0,00	17,44	9,15
Inerzia Sismica Terreno Imbarcato	0,00	20,52	10,77
Traffico Tergo Spalla (sovracc.)	0,00	8,95	4,70
Carichi orizz. da traffico (frenatura)	0,00	85,71	17,03

Si riportano quindi le combinazioni maggiormente dimensionanti:

COMBO SLU-STR		
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]
Verticale	Long	Long
17,72	128,14	28,28

COMBO SLV		
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]
Verticale	Long	Long
13,13	41,84	21,97

COMBO RARA		
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]
Verticale	Long	Long
13,13	94,00	20,55

COMBO FREQUENTE		
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]
Verticale	Long	Long
13,13	38,99	8,46

COMBO QUASI PERMANENTE		
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]
Verticale	Long	Long
13,13	4,70	1,65

6.8 SOLLECITAZIONI SULLE ORECCHIE

Le sollecitazioni oggetto di verifica, determinate con riferimento ad una sezione di larghezza unitaria, derivano da una analisi della parte strutturale inflessa considerata in schema statico di mensola incastrata nel risvolto:

Caratteristiche geometriche

Altezza orecchio	$H_o =$	220,00	cm
Quota verifica sezione rispetto a base orecchio	$z =$	44,00	cm
Altezza battente di terreno	$H_t =$	176,00	cm
Lunghezza orecchio	$L_o =$	300,00	cm
Lunghezza di verifica orecchio	$L =$	240,00	cm
Spessore orecchio	$S_p =$	60,00	cm

Azioni in Configurazioni di Carico statiche

Angolo di attrito interno terreno	$\Phi_t =$	35,00	deg
Angolo di attrito terreno/struttura	$\delta =$	20,00	deg
Inclinazione terreno di monte	$\varepsilon =$	0,00	deg
Inclinazione scarpa muro lato monte	$\psi =$	90,00	deg
Coefficiente di spinta attiva	$\lambda_0 =$	0,426	
Peso unitario terreno terreno	$\gamma_t =$	20,00	kN/mc
Sovraccarico sul rilevato dovuto al traffico	$\theta =$	20,00	kN/mq
Press. sulla mensola per spinte statiche	$p(s) =$	15,01	kN/mq
Press. sulla mensola per sovraccarico	$p(q) =$	8,53	kN/mq

Azioni in Configurazioni di Carico sismiche

Accelerazione orizzontale massima al sito	$a_g =$	0,2130	g
Massimo fattore di amplificazione spettro	$F_0 =$	2,4270	
Categoria del sottosuolo		C	
Coefficiente topografico	$S_T =$	1,0000	
Coefficiente stratigrafico	$S_S =$	1,1950	
Accelerazione massima sulla struttura	$a_{max} =$	0,2960	g
Coeff. riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_m =$	1,0000	
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h =$	0,2960	
Coefficiente sismico verticale	$k_v =$	0,1480	
Angolo equivalente per azione sismica (+)	$q_+ =$	14,46	deg
Angolo equivalente per azione sismica (-)	$q_- =$	19,16	deg
Coefficiente di spinta sismica (+)	$k_{A,E^+} =$	0,4342	
Coefficiente di spinta sismica (-)	$k_{A,E^-} =$	0,5349	
Coefficiente di spinta sismica (+)	$(1+k_v)*k_{A,E^+} =$	0,4985	
Coefficiente di spinta sismica (-)	$(1-k_v)*k_{A,E^-} =$	0,4557	
Coefficiente di incremento spinta sismica (+)	$\Delta k_{A,E^+} =$	0,2275	
Coefficiente di incremento spinta sismica (-)	$\Delta k_{A,E^-} =$	0,1847	
Press. sulla mensola per spinte sismiche	$p(se) =$	17,55	kN/mq
Press. sulla mensola per inerzia orecchio	$p(ir) =$	4,44	kN/mq

Sollecitazioni sulla sezione di incastro su risvolto

	VEd [kN/m]	MEd [kNm/m]
Combinazioni di Carico SLU	76,27	91,52
Combinazioni di Carico SLV	52,77	63,32
Combinazioni di Carico SLE Rare	56,49	67,79

6.9 SOLLECITAZIONI SUI MURI DI RISVOLTO

In considerazione dei rapporti dimensionali caratterizzanti la parte d'opera in oggetto, come funzionamento dimensionante è assunto lo schema statico di mensola orizzontale incastrata sul fusto e, dato l'effettivo comportamento a lastra, la sezione di verifica significativa è assunta ad una quota posizionata a m 1.50 rispetto allo spiccatto dalla platea di fondazione.

Le sollecitazioni oggetto di verifica, determinate con riferimento ad una sezione di larghezza unitaria, derivano da una analisi della parte strutturale inflessa considerata in semplice schema statico di mensola incastrata:

Caratteristiche geometriche

Altezza fusto	Hf =	450,00	cm
Altezza paraghiaia	Hp =	105,00	cm
Quota verifica sezione rispetto a spiccatto	z =	150,00	cm
Altezza battente di terreno	Ht =	405,00	cm
Lunghezza muro di risvolto	Lr =	330,00	cm
Spessore muro di risvolto	sr =	120,00	cm
Estensione (dir. trasv.) terreno imbarcato	bt =	555,00	cm

Azioni in Configurazioni di Carico statiche

Angolo di attrito interno terreno	$\phi_t =$	35,00	deg
Angolo di attrito terreno/struttura	$\delta =$	20,00	deg
Inclinazione terreno di monte	$\varepsilon =$	0,00	deg
Inclinazione scarpa muro lato monte	$\psi =$	90,00	deg
Coefficiente di spinta attiva	$\lambda_0 =$	0,426	
Peso unitario terreno terreno	$\gamma_t =$	20,00	kN/mc
Sovraccarico sul rilevato dovuto al traffico	q =	20,00	kN/mq
Press. sulla mensola per spinte statiche	p(s) =	34,54	kN/mq
Press. sulla mensola per sovraccarico	p(q) =	8,53	kN/mq

Azioni in Configurazioni di Carico sismiche

Accelerazione orizzontale massima al sito	$a_g =$	0,2130	g
Massimo fattore di amplificazione spettro	$F_0 =$	2,4270	
Categoria del sottosuolo		C	
Coefficiente topografico	$S_T =$	1,0000	
Coefficiente stratigrafico	$S_S =$	1,1950	
Accelerazione massima sulla struttura	$a_{max} =$	0,2960	g
Coeff. riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_m =$	1,0000	
Coefficiente sismico orizzontale	kh	0,2960	
Coefficiente sismico verticale	kv	0,1480	
Angolo equivalente per azione sismica (+)	$\theta_+ =$	14,46	deg
Angolo equivalente per azione sismica (-)	$\theta_- =$	19,16	deg
Coefficiente di spinta sismica (+)	$k_{A,E}^+$	0,4342	
Coefficiente di spinta sismica (-)	$k_{A,E}^-$	0,5349	
Coefficiente di spinta sismica (+)	$(1+kv)*k_{A,E}^+$	0,4985	
Coefficiente di spinta sismica (-)	$(1-kv)*k_{A,E}^-$	0,4557	
Coefficiente di incremento spinta sismica (+)	$\Delta k_{A,E}^+$	0,2275	
Coefficiente di incremento spinta sismica (-)	$\Delta k_{A,E}^-$	0,1847	
Press. sulla mensola per spinte sismiche	p(se) =	40,38	kN/mq
Press. sulla mensola per inerzia risvolto	p(ir) =	8,88	kN/mq
Press. sulla mensola per inerzia terreno imb.	p(it) =	32,86	kN/mq

Sollecitazioni trasmesse da orecchio

	VEd [kN/m]	MEd [kNm/m]
Combinazioni di Carico SLU	76,27	91,52
Combinazioni di Carico SLV	52,77	63,32
Combinazioni di Carico SLE Rare	56,49	67,79

Sollecitazioni sulla sezione di incastro fusto

	VEd [kN/m]	MEd [kNm/m]
Combinazioni di Carico SLU	268,14	659,78
Combinazioni di Carico SLV	323,76	684,59
Combinazioni di Carico SLE Rare	198,62	488,73

6.10 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche, condotte con il metodo agli stati limite, degli elementi strutturali le cui sollecitazioni di verifica sono state calcolate al punto precedente.

6.10.1 Paraghiaia

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza pari ad un metro.

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 50 \text{ cm}$

$A_s = \phi 26/15$

$A's = \phi 20/15$

Verifica flessionale agli SLU

Dalle analisi statiche e sismiche, il massimo momento sollecitante risulta:

$M_{Ed,max} = 28.28 \text{ kNm}$

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.95	8
2	35.41	42

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
 Precompresso

Essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$ la verifica risulta soddisfatta.

Verifica taglio agli SLU

Si considera il taglio massimo pari a 128.14 kN. Si ottiene:

R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	42,00	cm
A_{sl}	35,41	cm ²
c	8,00	cm
α	-	gradi
α	-	rad
θ	-	gradi
$ctg\theta$	-	
A_{sw}	-	cm ²
passo staffe	-	cm
f_{cd}	18,133	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	255,472	kN

Essendo $V_{Rd} > V_{Ed}$ la verifica risulta soddisfatta.

Verifiche agli SLE

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, il massimo momento sollecitante risulta:

$M_{ED} = 20.55 \text{ KNm}$

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.95	8
2	35.41	42

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -0.6273 N/mm²
 σ_s 16.29 N/mm²
 ϵ_s 0.08146 ‰
 d 42 cm
 x 15.38 x/d 0.3661
 δ 0.8976

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

I tassi di lavoro nelle armature nelle Combinazioni di Carico agli Stati Limite di Esercizio (conservativamente determinati con riferimento alle Combinazioni di Carico SLE Rare) permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

6.10.2 Orecchie

Si riportano di seguito le caratteristiche dimensionali e l'armatura disposta nella sezione di verifica:

Caratteristiche geometriche

Larghezza sezione reagente $B = 100,00$ cm
 Altezza sezione reagente $H = 60,00$ cm

Armatura di progetto

Armatura tesa - 1° strato $As1 = 1\emptyset20/20'' = 15,71$ cmq/m $c1 = 6,00$ cm
 Armatura compressa $As' = 1\emptyset16/20'' = 10,05$ cmq/m $c' = 6,00$ cm

Verifica flessionale agli SLU

Dalle analisi statiche e sismiche, il massimo momento sollecitante risulta:

$$M_{Ed,max} = 92 \text{ kNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	15.71	55

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M M_{Rd} 328.2 kNm
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 38.38 ‰
 d 55 cm
 x 4.596 x/d 0.08357
 δ 0.7

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 cm **Col. modello**

Precompresso

Essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$ la verifica risulta soddisfatta.

Verifica taglio agli SLU

Si considera il taglio massimo pari a 76 kN. Si ottiene:

R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	54,00	cm
A_{sl}	15,71	cm ²
c	6,00	cm
α	-	gradi
α	-	rad
θ	-	gradi
$ctg\theta$	-	
A_{sw}	-	cm ²
passo staffe	-	cm
f_{cd}	18,133	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	219,278	kN

Essendo $V_{Rd} > V_{Ed}$ la verifica risulta soddisfatta.

6.10.3 Muri di risvolto

Si riportano di seguito le caratteristiche dimensionali e l'armatura disposta nella sezione di verifica:

Caratteristiche geometriche

Larghezza sezione reagente $B = 100,00$ cm
 Altezza sezione reagente $H = 120,00$ cm

Armatura di progetto

Armatura tesa - 1° strato $As_1 = 1\varnothing 24/10'' = 45,24$ cmq/m $c_1 = 6,00$ cm
 Armatura compressa $As' = 1\varnothing 16/20'' = 10,05$ cmq/m $c' = 6,00$ cm

Verifica flessionale agli SLU

Dalle analisi statiche e sismiche, il massimo momento sollecitante risulta:

$$M_{Ed,max} = 797 \text{ kNm}$$

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	6
2	45.24	114

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 1,938 kNm
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 36.03 ‰
 d 114 cm
 x 10.09 x/d 0.08855
 δ 0.7

N* rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 0 cm Col. modello
 Precompresso

Essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$ la verifica risulta soddisfatta.

Verifica taglio agli SLU

Si considera il taglio massimo pari a 483 kN. Si ottiene:

R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	112,00	cm
A_{sl}	45,24	cm ²
c	8,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	2,83	cm ²
passo staffe	40,00	cm
f_{cd}	18,133	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	708,911	kN

Essendo $V_{Rd} > V_{Ed}$ la verifica risulta soddisfatta.

6.10.4 Sezione di spiccato fusto

Si riportano di seguito le caratteristiche dimensionali e l'armatura disposta nella sezione di verifica:

Caratteristiche geometriche

Larghezza sezione reagente B = 100,00 cm
 Altezza sezione reagente H = 150,00 cm

Armatura di progetto

Armatura tesa As = 1Ø26/15" = 35,40 cmq/m c1 = 8,00 cm
 Armatura compressa As' = 1Ø20/15" = 20,94 cmq/m c' = 8,00 cm

Le verifiche a pressoflessione vengono conservativamente condotte prescindendo dal beneficio apportato dallo sforzo normale di compressione.

Verifica flessionale agli SLU

Dalle analisi statiche e sismiche, il massimo momento sollecitante risulta:

$M_{Ed,max} = 1468 \text{ kNm}$

Titolo : []

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.95	8
2	35.41	142

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Tipologia Sezione:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN [0] yN [0]

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 B450C C32/40
 ε_{su} 67.5‰ ε_{c2} 2‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

Parametri di progetto:
 M_{xRd} 1,912 kNm
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5‰
 ε_s 53.97‰
 d 142 cm
 x 8.648 x/d 0.0609
 δ 0.7

Altri parametri:
 N° rett. 100
 L₀ [0] cm Col. modello
 Precompresso

Essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$ la verifica risulta soddisfatta.

Verifica taglio agli SLU

Si considera il taglio massimo pari a 481 kN. Si ottiene:

R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	142,00	cm
A_{sl}	35,41	cm ²
c	8,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	3,77	cm ²
passo staffe	40,00	cm
f_{cd}	18,133	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	1177,372	kN

Essendo $V_{Rd} > V_{Ed}$ la verifica risulta soddisfatta.

Verifiche agli SLE

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, il massimo momento sollecitante risulta:

$M_{ED} = 554 \text{ KNm}$

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.95	8
2	35.41	142

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

σ_c -2.297 N/mm²
 σ_s 118.8 N/mm²
 ϵ_s 0.594 ‰
 d 142 cm
 x 31.92 x/d 0.2248
 δ 0.721

Verifica
 N° iterazioni: 5
 Precompresso

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

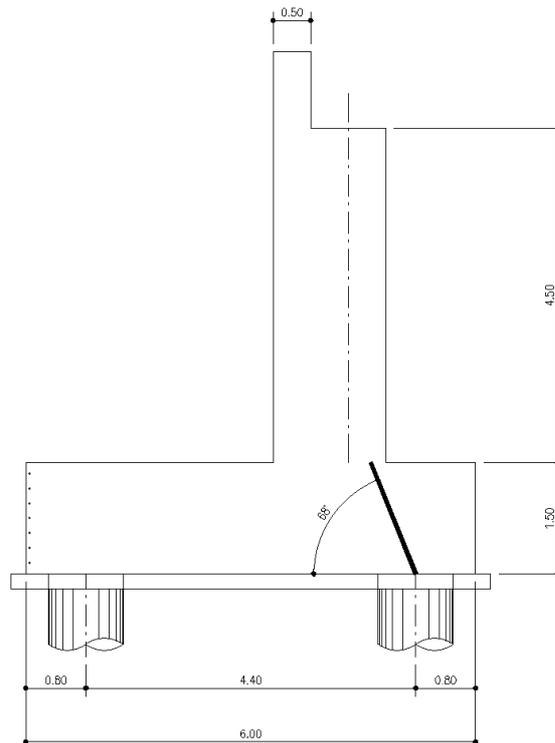
I tassi di lavoro nelle armature nelle Combinazioni di Carico agli Stati Limite di Esercizio (conservativamente determinati con riferimento alle Combinazioni di Carico SLE Rare) permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

6.10.5 Platea di fondazione

Il plinto, in direzione longitudinale, è sollecitato dalla forza concentrata verso l'alto indotta dal palo di fondazione.

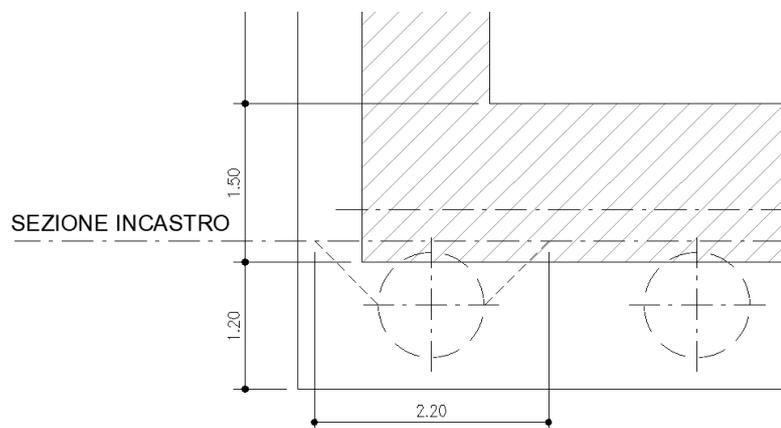
Il plinto è una struttura tozza nel quale si formano flussi di tensioni di compressione nel calcestruzzo e flussi di tensioni di trazione che si ipotizzano localizzati nelle armature. La verifica è svolta applicando il criterio tirante-puntone calcolando la tensione massima sulle barre di armatura inferiori esistenti e confrontandola con le tensioni ammissibili.

La biella significativa, in corrispondenza del palo d'angolo più sollecitato, congiunge la testa del palo con la sezione di incastro del fusto, considerata a 0.20m dal filo esterno del fusto:



L'inclinazione della biella compressa di calcestruzzo rispetto all'orizzontale risulta pari a circa $\alpha=63^\circ$, si determina pertanto, sulla base del meccanismo precedentemente descritto, lo sforzo normale di trazione sull'armatura intradossale.

La sezione resistente viene valutata considerando una diffusione con un angolo a 45° e limitando la sua larghezza all'interasse tra i pali e al bordo della platea:



Ha favore di sicurezza si trascura il contributo benefico del peso del plinto e del terreno di ricoprimento.

Verifica agli SLU

La reazione massima del palo risulta di 3275 kN, pertanto si ottiene che il massimo sforzo globale agente risulta:

$$N_{Ed} = 3275 \text{ kN}$$

Si ottiene pertanto che lo sforzo di trazione agente sulle armature risulta:

$$T = 3275 / \tan(68^\circ) = 1323 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = 1323 / (15 \cdot 531) = 166 \text{ MPa} < f_y = 391 \text{ MPa}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

Verifiche agli SLE

La reazione massima del palo in condizioni di carico SLE Rare risulta di 2261 kN, pertanto si ottiene che il massimo sforzo globale agente risulta:

$$N_{Ed} = 2261 \text{ kN}$$

Si ottiene pertanto che lo sforzo di trazione agente sulle armature risulta:

$$T = 2261 / \tan(68^\circ) = 913 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = 913 / (15 \cdot 531) = 115 \text{ MPa}$$

Essendo $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Si ottiene pertanto che lo sforzo di compressione agente nella biella di calcestruzzo risulta:

$$T = 2261 / \sin(68^\circ) = 2439 \text{ kN}$$

Considerando una biella compressa di altezza $2 \cdot 0.2d \cdot \cos \alpha$ e larghezza pari al diametro del palo, si ottiene:

$$\sigma_c = 2439 / (2 \cdot 0.2 \cdot 1.42 \cdot 0.37) = 11.60 \text{ MPa}$$

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

I tassi di lavoro nelle armature nelle Combinazioni di Carico agli Stati Limite di Esercizio (conservativamente determinati con riferimento alle Combinazioni di Carico SLE Rare) permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

6.10.6 Pali di fondazione

Caratteristiche della sezione

Nella pila in esame i pali di fondazione presentano diametro pari a 100cm pertanto, in accordo con le NTC, l'armatura minima risulta essere pari a:

- primi 10.00m (10 volte il diametro) $A_{long,min} \geq 0.010 A_{cls} = 78.54 \text{ cm}^2$
- oltre i 10.00m $A_{long,min} \geq 0.003 A_{cls} = 23.56 \text{ cm}^2$

I pali saranno quindi armati con 36 $\Phi 26$ per i primi dieci metri e con 18 $\Phi 26$ per i restanti metri. Si utilizzano staffe $\phi 12$ passo 10/25cm.

Si effettuano di seguito le verifiche strutturali della sezione soggetta alle massime sollecitazioni, che si verificano in testa palo.

Verifica flessionale agli SLU

Le verifiche vengono condotte, a favore di sicurezza, considerando agenti contemporaneamente il massimo momento e la massima trazione.

Dalle analisi statiche e sismiche, il massimo momento sollecitante risulta:

$M_{Ed,max} = 1353 \text{ kNm}$

$N_{Ed,max} = 506 \text{ kNm}$

Titolo : []

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione circolare cava
 Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: [] [cm]
 N° barre uguali: 36
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 8 [cm]

Sollecitazioni
 S.L.U. [] Metodo n []
 N_{Ed}: -560 [] kN
 M_{xEd}: 0 [] kNm
 M_{yEd}: 0 [] kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su}: 67.5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² E_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14.17 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8 [?]
 E_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6 ‰
 τ_{c1}: 1.829 ‰

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o: 0 cm Col. modello []
 Precompresso

M_{xRd}: 2,367 kN m
 σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 7.546 ‰
 d: 92 cm
 x: 29.15 x/d: 0.3168
 δ: 0.8361

Essendo $M_{Rd} > M_{Ed}$ la verifica risulta soddisfatta.

Verifica taglio agli SLU

Si considera il taglio massimo pari a 714 kN. Si ottiene:

R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
Φ	100	cm
bw	90,00	cm
he	61,60	cm
d	53,60	cm
A_{sl}	95,58	cm ²
c	8,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	2,26	cm ²
passo staffe	10	cm
f_{cd}	14,167	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	1060,329	kN

Essendo $V_{Rd} > V_{Ed}$ la verifica risulta soddisfatta.

Verifiche agli SLE

Le verifiche vengono condotte, a favore di sicurezza, considerando agenti contemporaneamente il massimo momento e la massima trazione.

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, il massimo momento sollecitante risulta:

$M_{ED} = 556 \text{ KNm}$

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: _____ [cm]
 N° barre uguali: 36
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

σ_c : -5.212 N/mm²
 σ_s : 119.4 N/mm²
 ϵ_s : 0.5968 ‰
 d: 92 cm
 x: 36.41 x/d: 0.3958
 δ : 0.9347

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

I tassi di lavoro nelle armature nelle Combinazioni di Carico agli Stati Limite di Esercizio (conservativamente determinati con riferimento alle Combinazioni di Carico SLE Rare) permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

7 VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riportano di seguito le verifiche geotecniche di portanza verticale dei pali di fondazione ϕ 1,0 m delle spalle dell'opera in oggetto.

7.1 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Di seguito viene esposta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per il dimensionamento e la verifica dei pali di fondazione. I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito.

Il dimensionamento e le verifiche sono state condotte facendo riferimento ad entrambe le stratigrafie di due opere limitrofe, ovvero il sottovia Massarenti e il sottovia via Rivani.

Si riportano le verifiche secondo la stratigrafia del sottovia di via Rivani in quanto quella più gravosa e quindi dimensionante.

La stratigrafia di seguito riportata è riferita alla quota di testa palo ($\approx 49,0$ m s.l.m.m). La falda è stata considerata conservativamente alla quota di testa palo.

Profondità (m da testa palo)	descrizione	sigla	γ (KN/m ³)	ϕ (°)	C_u (KPa)
0.0 ÷ 2.00	Terreno vegetale	A	19	26	60 +1.5 z
2.00 ÷ 7.50	Argilla limoso sabbiosa	A	19	26	60+1.5Z
7.5 ÷ 26	Ghiaia	B	19	35	-

Il significato dei simboli è il seguente:

γ	=	peso di volume del terreno
C_u	=	coesione non drenata
ϕ	=	angolo di resistenza al taglio

7.1.1 Determinazione della categoria di suolo

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni dell'NTC 2018 è basata sulla stima dei valori di velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{s,30}$ o alternativamente sui valori della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ entro i primi 30 m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30 m di profondità $C_{u,30}$ (per terreni a grana fina).

Sulla base delle prove N_{SPT} effettuate in sito e sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 di NTC 2018, l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di **categoria B**.

7.2 CURVE DI RESISTENZA

Le curve di resistenza di progetto a compressione (o trazione) del palo singolo $R_{c,d}$ (o $R_{t,d}$), da confrontare con la massima azione di compressione (o trazione) agente in testa al palo E_d , sono date dalle seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \text{Resistenza di progetto a compressione}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{t;cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \text{Resistenza di progetto a trazione}$$

dove:

- $R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ resistenza di calcolo del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione,
 ξ_3, ξ_4 fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica del palo in funzione del numero di verticali indagate,
 $R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione,
 γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato.

Le resistenze di progetto vengono calcolate a partire dalla curva di capacità portante come riportato di seguito.

7.2.1 Resistenza laterale di calcolo

La resistenza laterale di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno attraversato, come indicato nel seguito (AGI, 1984).

Per terreni coesivi, si utilizza l'equazione:

$$\tau_{LIM} = \alpha \cdot c_U \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

- α = coefficiente riduttivo:
 = 0.9 per $c_U \leq 25$ kPa; 0.8 per $25 < c_U \leq 50$ kPa; 0.6 per $50 < c_U \leq 75$ kPa; 0.4 per $c_U > 75$ kPa; AGI [1984]);
 c_U = coesione non drenata (kPa).

I valori dell'attrito laterale limite in terreni granulari sono valutati mediante l'espressione:

$$\tau_{LIM} = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\phi),$$

dove:

- K = rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace in prossimità del palo.
 σ'_v = pressione geostatica verticale efficace;
 ϕ = angolo d'attrito;

Per pali trivellati si adotta [Reese – Wright (1977)]:

$K = 0.7$ in compressione

$K = 0.5$ in trazione

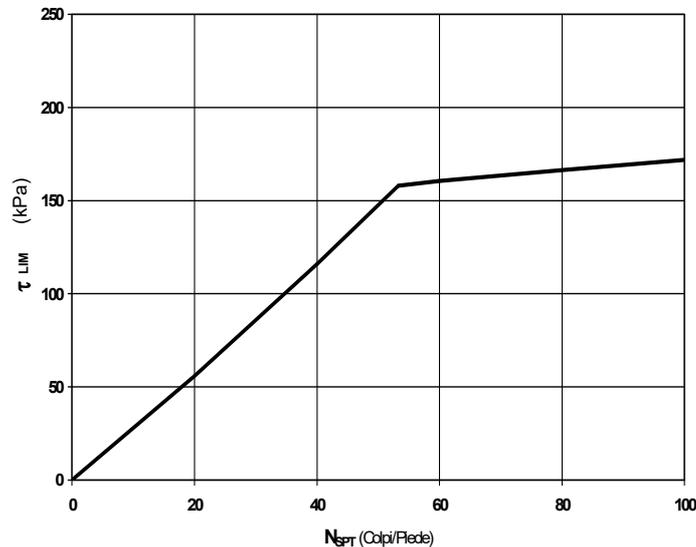
Per pali battuti si adottano i coefficienti raccomandati da AGI [1984]. Per i pali trivellati deve essere comunque soddisfatta anche la seguente verifica:

$$\tau_{lim} \leq \tau = f(N_{SPT})$$

dove:

N_{SPT} = numero di colpi/piede in prova SPT.

Di seguito è illustrata la correlazione proposta da Wright e Reese tra il valore della τ_{lim} ed il valore di N_{SPT} .



Terreni granulari - $\tau_{LIM} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese [1977])

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli sopra descritti.

7.2.2 Resistenza di base di calcolo

La resistenza di base di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno alla base del palo, come indicato nel seguito (AGI, 1984).

Per terreni coesivi, la valutazione della capacità limite di base viene calcolata in base all'equazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v$$

dove:

c_u = coesione non drenata (kPa).

σ_v = tensione geostatica verticale (kPa)

I valori di q_b sono interamente mobilizzati ad una profondità critica z_c (Meyerhof, Sastry [1978]), secondo l'espressione $z_c = m \cdot D$ con D pari al diametro del palo e m variabile tra 4 e 8.

In accordo con le più recenti metodologie di calcolo, la valutazione della capacità limite di base per terreni granulari è condotta facendo riferimento non più alle condizioni di rottura bensì riferendosi ad una "portata critica" corrispondente ad una "condizione di servizio limite" basata su considerazioni di cedimenti ammissibili, ed in genere riferita all'insorgere di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione. Pertanto, si porrà $q_b = q_{cr}$, dove

q_{cr} = portata critica unitaria di base;

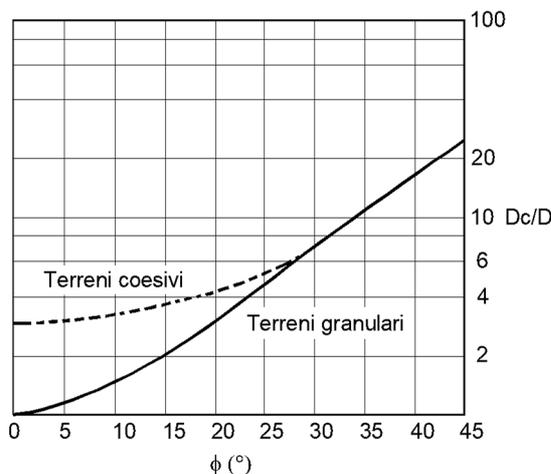
Per pali trivellati la portata critica è valutata in accordo con le indicazioni di Reese-Wright et al. [1978]:

$$q_{cr} = 0.0667 \cdot N_{SPT} \leq 4 \text{ MPa}$$

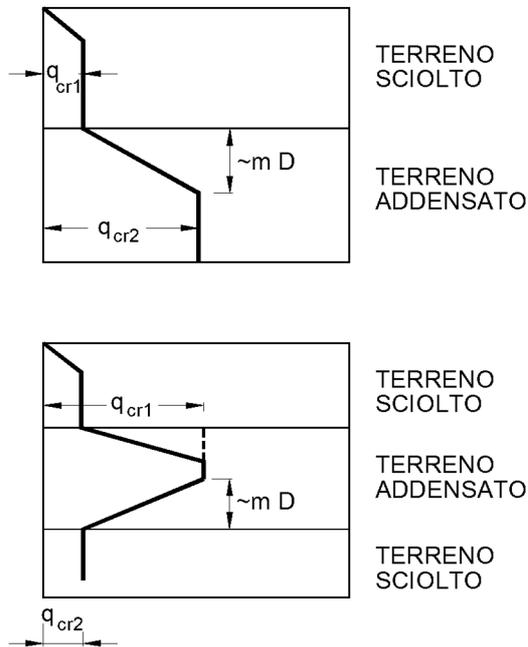
I valori di q_{cr} sono interamente mobilitati ad una "profondità critica" z_c come descritto sopra, con m variabile fra 4 e 21 secondo la figura di seguito riportata.

Per pali battuti, la portata critica, sempre maggiore di quella per pali trivellati, viene valutata di volta in volta secondo le effettive modalità esecutive.

La costruzione dell'andamento della portata di base con la profondità in condizioni stratigrafiche particolari (pali che attraversano uno strato di terreno sciolto fino a immorsarsi in uno strato compatto di base di notevole spessore, piuttosto che pali immorsati in uno strato compatto di base di modesto spessore sovrastante uno strato di terreno sciolto) è condotta in accordo alle indicazioni riportate nelle figure seguenti.



$$z_c/D = f(D_r) \text{ (Meyerhof [1976])}$$



Portata di base - Terreni stratificati (Meyerhof [1976])

7.2.3 Resistenza di calcolo dei pali trivellati da parametri geotecnici

La resistenza di calcolo $R_{c,cal}$ a compressione del palo viene definita come capacità portante totale data dalla somma dei contributi della resistenza laterale e della resistenza di base, mentre la resistenza di calcolo $R_{t,cal}$ a trazione del palo viene valutata come sola portata limite per attrito laterale. Di seguito si riportano entrambe le espressioni di calcolo:

$$R_{c,cal} = Q_{ult_comp} = Q_{lat_ult} + Q_{base_ult} - (W_p - W_s)$$

$$R_{c,traz} = Q_{ult_traz} = Q_{lat_ult} + (W_p - W_s)$$

dove:

Q_{ult_comp} Resistenza di calcolo a compressione;

Q_{ult_traz} Resistenza di calcolo a trazione

$$Q_{lat_ult} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} \cdot dz \quad \text{Portata limite per attrito laterale}$$

con

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo,

z_b = profondità della base del palo dal p.c. originario;

z_t = profondità della testa del palo dal p.c. originario.

$$Q_{base_ult} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} \quad \text{Portata limite di base}$$

con

q_{ub} = pressione limite alla base del palo;

W_p Peso del palo;

W_s Peso del terreno sostituito dal palo.

7.2.4 Resistenza caratteristica

La resistenza caratteristica a compressione $R_{c,k}$ e la resistenza caratteristica a trazione $R_{t,k}$ del palo singolo sono state determinate a partire dalle resistenze di calcolo ottenute con metodi che utilizzano i parametri geotecnici adottati; in accordo con quanto definito nel paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC2018 risulta pertanto:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

essendo:

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$	resistenza caratteristica rispettivamente a compressione e a trazione del palo singolo ad una data profondità;
$R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$	resistenza di calcolo rispettivamente a compressione e a trazione determinate ad una data profondità;
$(R_{c,cal})_{media}$ e $(R_{t,cal})_{media}$	resistenza di calcolo media ad una data profondità;
$(R_{c,cal})_{min}$ e $(R_{t,cal})_{min}$	resistenza di calcolo minima ad una data profondità;
ξ_3, ξ_4	fattori di correlazione in funzione del numero di verticali indagate, in accordo a quanto indicato nel paragrafo 6.4.3.1 delle NTC2018, Tab. 6.4.IV.

7.2.5 Resistenza di progetto

Il valori della resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ e della resistenza di progetto a trazione $R_{t,d}$ sono determinati applicando al valore caratteristico della resistenza i coefficienti parziali γ_R secondo le seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R}$$

essendo:

$R_{c,d}$ e $R_{t,d}$ resistenza di progetto del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione;

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione;

γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato e della tipologia esecutiva del palo (vedi la figura di seguito in cui sono riportati i fattori parziali relativi a pali trivellati).

	Pali trivellati
Resistenza \ γ_R	R3 [-]
Base	1.35
Laterale - compressione	1.15
Laterale - trazione	1.25

Coefficienti parziali alle resistenze caratteristiche

Nelle figure delle pagine seguenti si riportano i profili della resistenza di progetto variabili con la profondità di piede palo; tali curve sono state calcolate secondo i coefficienti parziali M1 + R3 e valgono quindi sia per le combinazioni SLU statiche che per quella sismica.

Tali valori saranno poi confrontati con i corrispondenti valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli.

7.2.6 Effetto di gruppo

La capacità portante di un gruppo di pali non è uguale alla somma delle capacità portanti dei pali considerati isolati, si può quindi valutare la riduzione di portanza attraverso un coefficiente di efficienza ε del gruppo di pali. Il coefficiente di efficienza ε è il rapporto tra la portanza della palificata e la somma delle portanze dei singoli pali:

$$P_{p\text{ult}} = \varepsilon n P_{ult}$$

Per quanto riguarda le palificate in oggetto, essendo l'interasse minimo tra i pali $\phi = 1,0$ m pari a 2,50 m, pertanto inferiore ai 3 diametri, si è deciso di ridurre i valori di resistenza considerando un coefficiente $\varepsilon = 0,79$ in modo da tenere conto dell'effetto di "trascinamento" del palo singolo su quelli adiacenti.

7.3 VERIFICHE DI PORTANZA VERTICALE

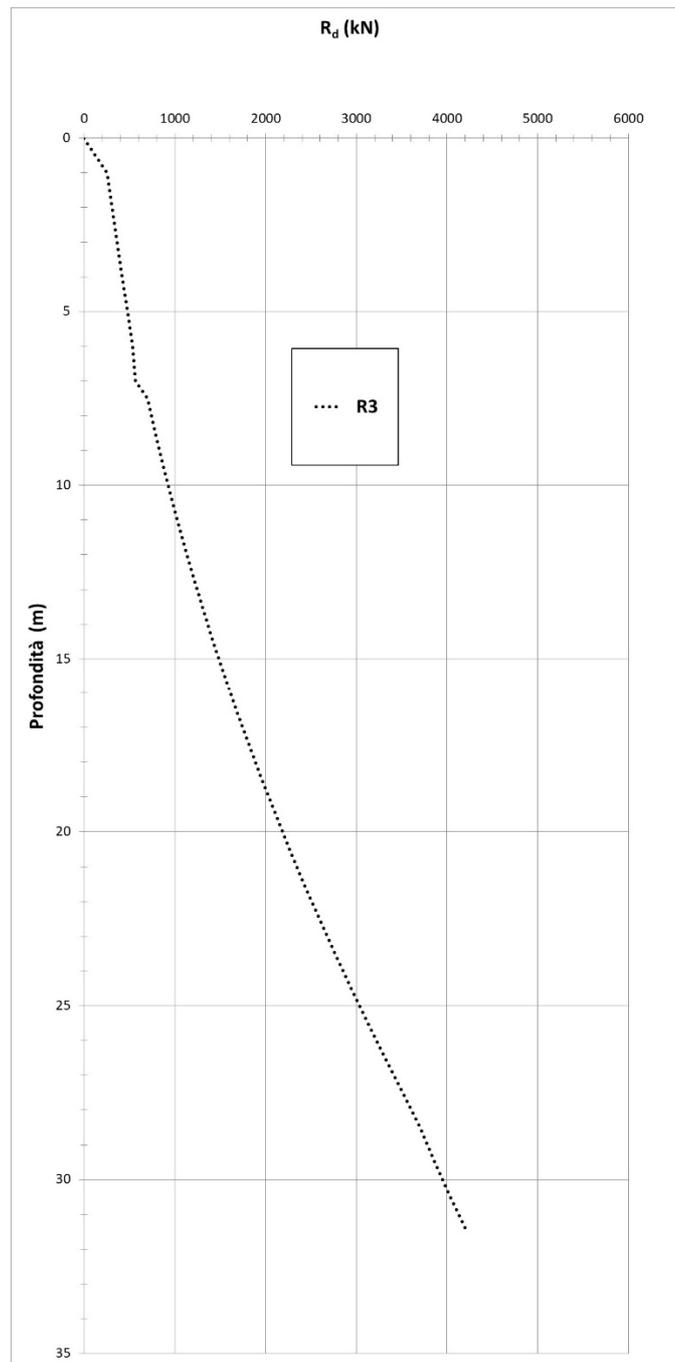
Si effettuano le verifiche geotecniche di portanza verticale dei pali ϕ 1,0 m delle spalle dell'opera in oggetto.

La massima azione SLU in compressione in testa palo vale:

$$N_{SLU_R3_max} = 3300 \text{ kN}$$

I pali sono disposti ad interasse longitudinale pari a 4,40 m e ad interasse trasversale pari a 2,50 m, per cui il calcolo di capacità portante è stato condotto considerando un coefficiente riduttivo $\epsilon = 0,79$ in modo da tenere conto dell' effetto di gruppo ovvero dell' effetto di "trascinamento" del palo singolo su quelli adiacenti.

Si riporta di seguito la curva di portanza in compressione per i pali della spalla nella combinazione R3.



Adottando un palo ϕ 1,0 m di lunghezza pari a 35,0 m la resistenza a compressione per il palo di progetto in combinazione R3 vale:

$N_{RES_R3} = 4690$ kN - ridotta al 79%

Risultando $N_{RES_R3} = 4690$ kN > 3300 kN = $N_{SLU_R3_max}$ la verifica risulta soddisfatta.