



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

CUP F2602000340001 CIG 652449686B



GARA CA 08/15 - NUOVA SS 554 CAGLIARITANA

ADEGUAMENTO DELL'ASSE ATTREZZATO URBANO ED ELIMINAZIONE DELLE INTERSEZIONI A RASO DAL KM 1+500 AL KM 11+850



Pregio tecnico



Caratteristiche ambientali



Cantierizzazione e fasi di lavoro

OFFERTA TECNICA

VIABILITA' DI SERVIZIO

PONTI

PASSERELLA CICLO-PEDONALE RIO SALIUS

Relazione di calcolo sottostrutture

CODICE PROGETTO			CODICE ELABORATO					SCALA	DATA	CODICE ELABORATO DI OFFERTA
progetto	liv.	numero	campo 1	campo 2	campo 3	campo 4	rev			
DPCA06	D	1501	T00	PO08	STR	RE02	B	-	18/05/2018	

CONCORRENTE:



PROGETTISTA INDICATO COSTITUENDO R.T.P.

Capogruppo Mandataria R.T.P.

SWSTM

Mandante



Mandante

ING. FRANCESCA LEO

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
FRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paolo Cucino

RESPONSABILE ELABORATO

Ing. Paolo Cucino

INDICE

1	PREMESSA	3
1.1	Inquadramento generale dell'intervento	3
1.2	Oggetto specifico della relazione: sottostrutture	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
2.1	Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida	8
2.1.1	Documenti di carattere generale	8
2.1.2	Analisi sismica delle strutture	8
2.1.3	Apparecchi d'appoggio	8
2.1.4	Strutture in acciaio	8
2.1.5	Normative sui materiali	8
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	9
3.1	Conglomerato cementizio	9
3.1.1	Pile e spalle (elevazioni e fondazioni)	9
3.2	Acciaio per barre di armatura	9
3.3	Durabilità delle strutture in conglomerato cementizio armato	9
4	CARICHI DI PROGETTO E AZIONI DI CALCOLO	11
4.1	Carichi permanenti strutturali	11
4.2	Carichi permanenti portati	11
4.3	Carichi variabili da traffico	11
4.3.1	Carichi verticali	11
4.4	Dilatazione termica	11
4.5	Vento	12
4.6	Azione Sismica	12
4.6.1	Classificazione dell'opera ai fini della valutazione dell'azione sismica	12
4.6.2	Parametri sismici di riferimento	12
4.7	Combinazione dei carichi	13
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO	15
6	METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA	18
7	ANALISI STRUTTURALE DELLE PILE	19

7.1	Verifiche strutturali del fusto	19
7.1.1	Pila P3.....	19
7.1.2	Pila P1.....	22
7.2	Verifica delle fondazioni.....	25
7.2.1	Calcolo della pressione sul terreno	25
7.2.2	Modalità di verifica.....	26
7.2.3	Verifica delle fondazioni	27
8	ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE.....	31
8.1	Verifiche strutturali delle elevazioni	32
8.1.1	Verifica del paraghiaia.....	32
8.1.2	Verifica dei muri andatori.....	33
8.1.3	Verifica della sezione di base.....	37
8.2	Verifica delle fondazioni.....	40
8.2.1	Calcolo della pressione sul terreno	40
8.2.2	Modalità di verifica.....	41
8.2.3	Verifica della fondazione	41

1 PREMESSA

1.1 Inquadramento generale dell'intervento

La presente relazione di calcolo costituisce parte integrante del Progetto Definitivo "NUOVA SS 554 "CAGLIARITANA", adeguamento dell'asse attrezzato urbano ed eliminazione delle intersezioni a raso dal km 1+500 al km 11+850".

L'immagine riportata di seguito fornisce un inquadramento geografico dell'intervento con particolare riferimento all'oggetto specifico della relazione, la **passerella ciclo-pedonale** parallela al corso del Rio Salius, che interferisce con la direttrice principale in corrispondenza della progressiva 5+400 circa.

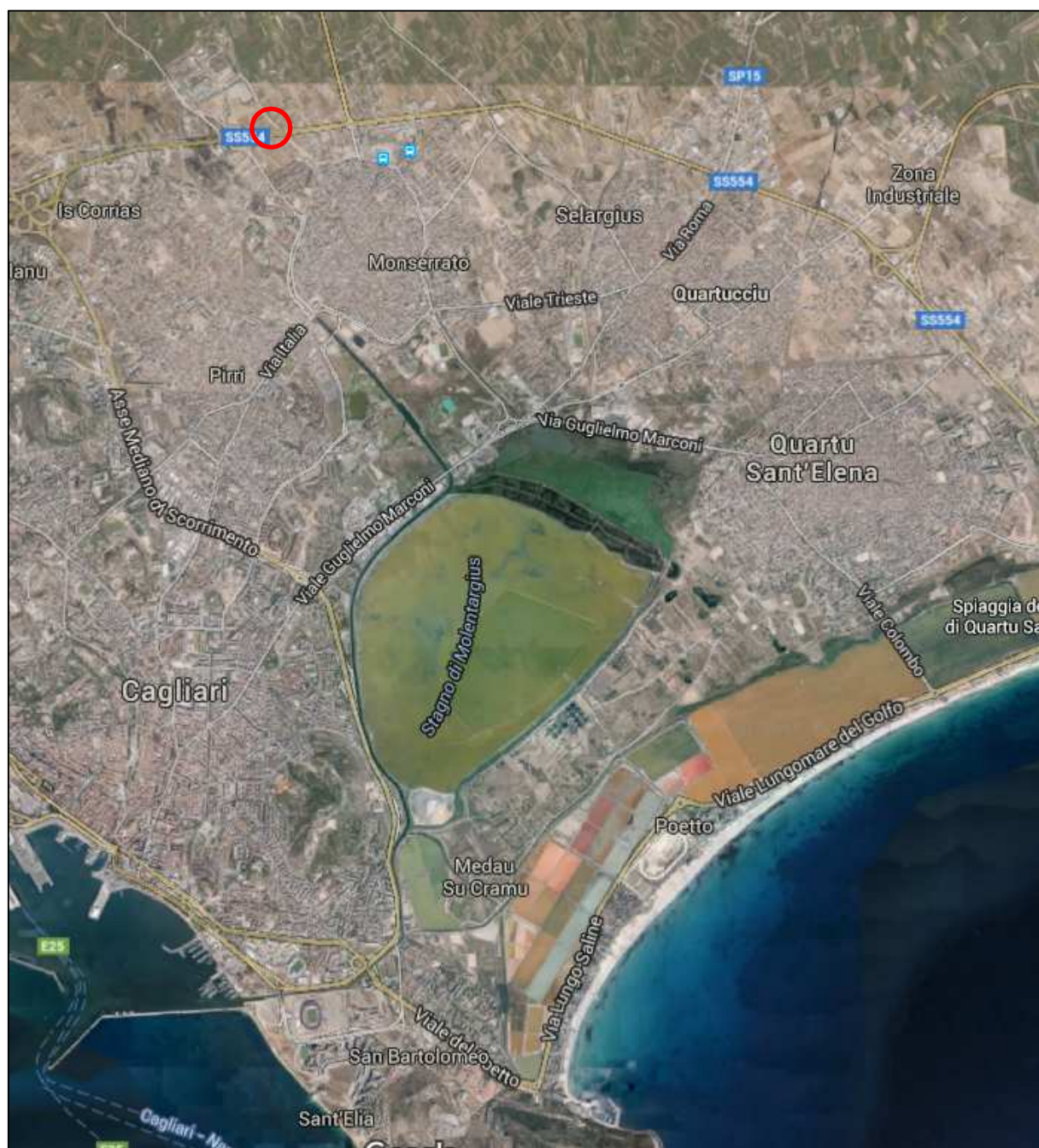


Figura 1 – Vista aerea dell'area oggetto di intervento

1.2 Oggetto specifico della relazione: sottostrutture

L'impalcato della passerella costituisce l'oggetto della presente relazione. Il documento si pone l'obiettivo di descrivere nel dettaglio i criteri progettuali adottati e le verifiche svolte ai fini del dimensionamento strutturale dell'opera.

L'opera in oggetto si inserisce su un nuovo percorso ciclo-pedonale, di cui un tratto di circa 700 m risulterà compreso nelle opere di progetto; di questi circa 222 m saranno su impalcato, circa 50 m su muri andatori in continuità sulle spalle, ed i rimanenti 450 m saranno caratterizzate da sezione in rilevato o a piano campagna.

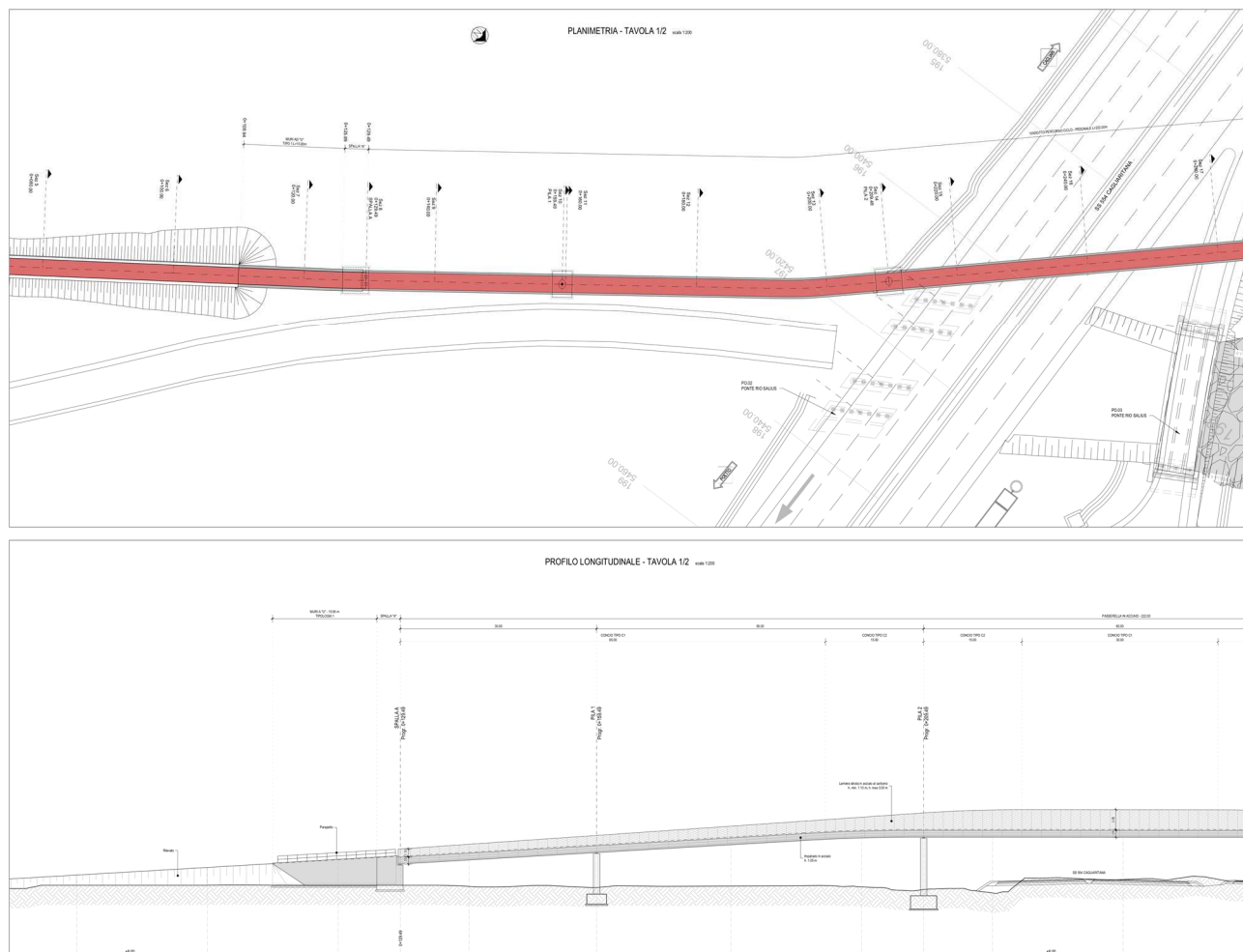


Figura 2 – Pianta e prospetto del ponte (1 di 2)

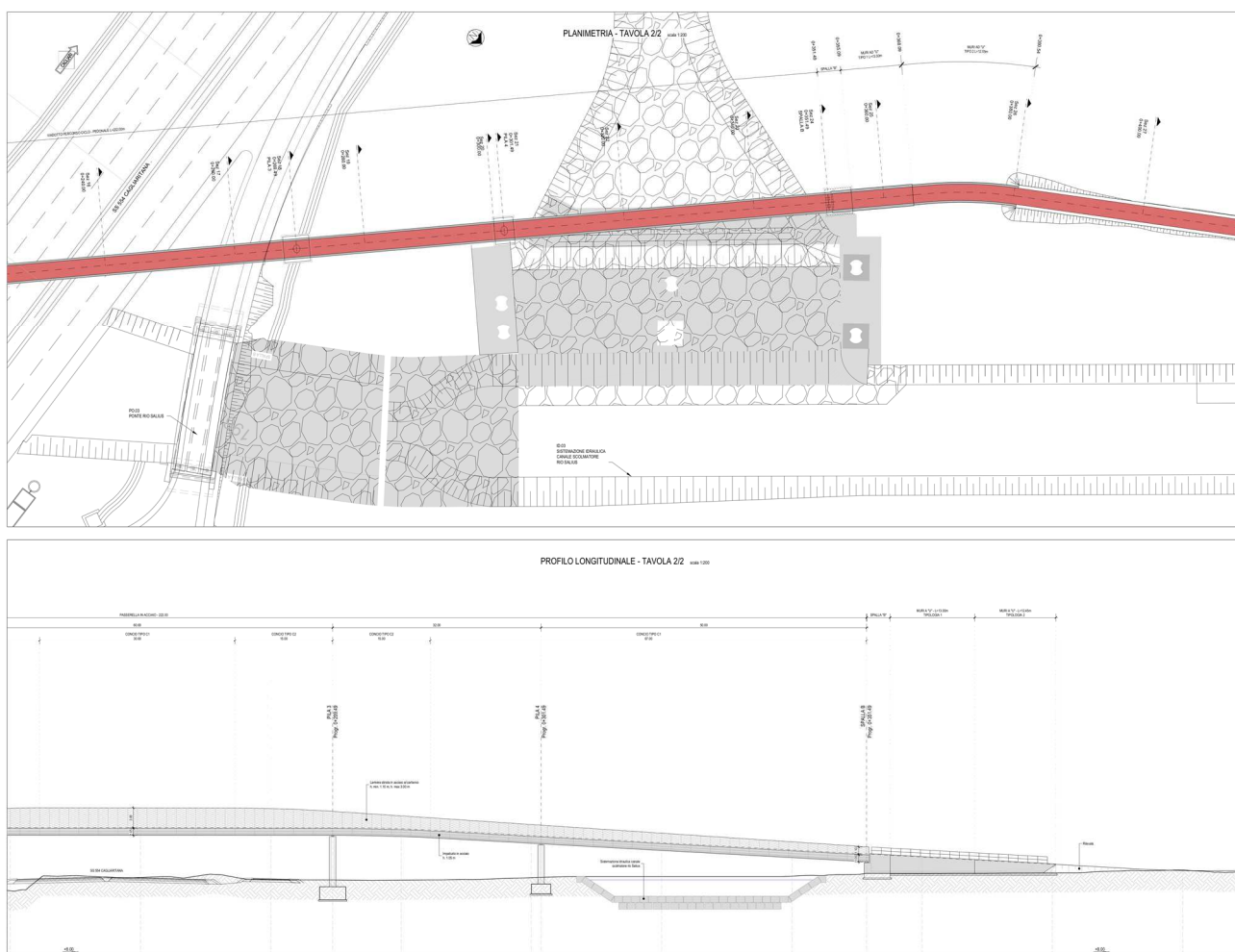


Figura 3 – Pianta e prospetto del ponte (2 di 2)

L'impalcato si sviluppa in continuità su 5 campate di luce rispettivamente pari a 50, 32, 60, 50 e 30 metri, si vedano gli elaborati grafici allegati.

L'impalcato appoggia su 4 pile e 2 spalle in cemento armato. Le pile possono essere suddivise in due gruppi in ragione della loro altezza: le 2 pile appartenenti alle campate centrali hanno altezza variabile fra 7.70m e 8.80m mentre quelle appartenenti alle campate laterali fra 6.00m e 6.20m. Tutte le pile hanno sezione ellittica con lunghezza dell'asse maggiore variabile lungo lo sviluppo del fusto.

Per ragione di sintesi si riporta uno stralcio dell'elaborato di carpenteria delle pile P1 e P4.

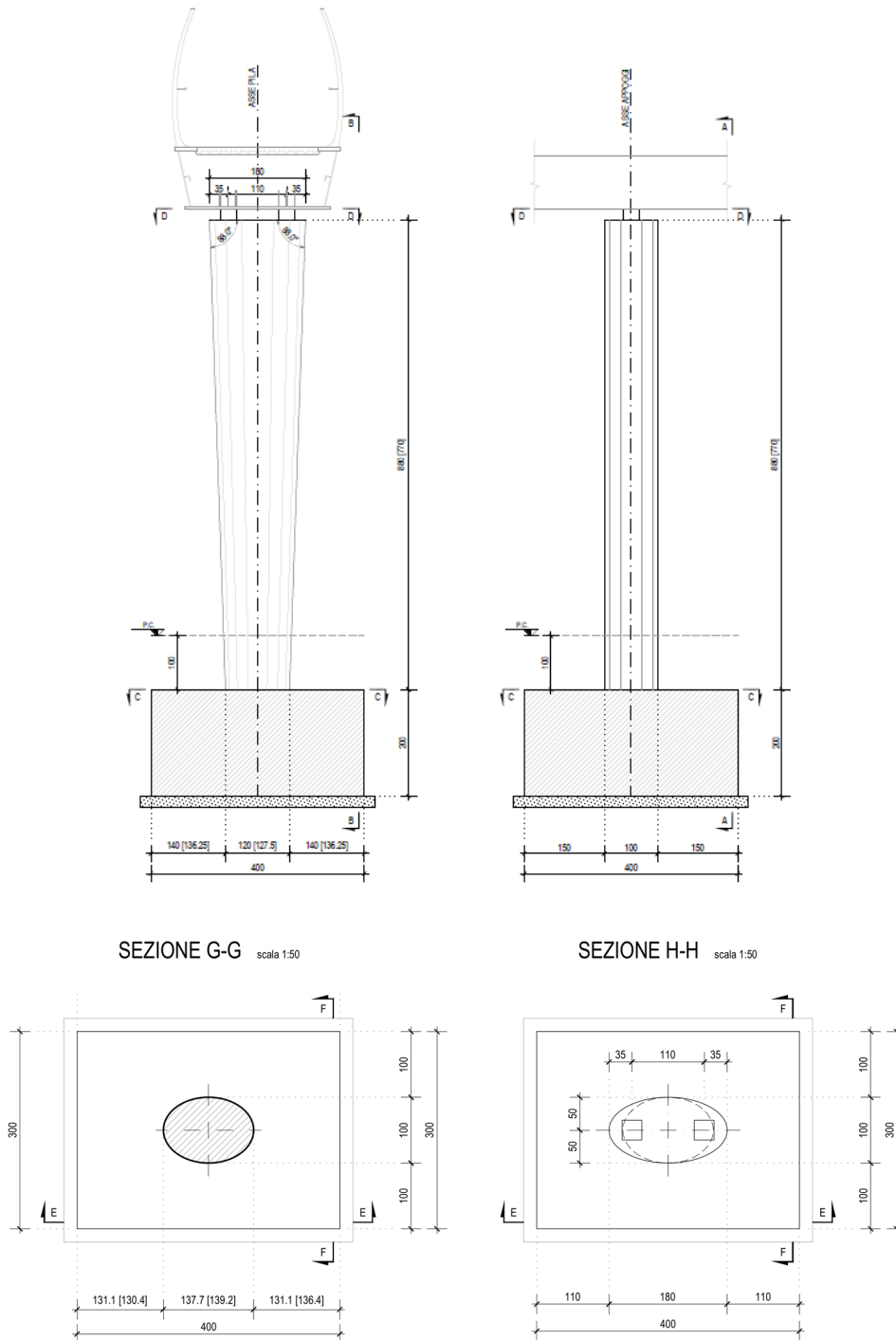


Figura 4 – Carpenteria delle pile

Le spalle hanno altezza variabile in funzione della lunghezza delle campate di riva.
Per ragione di sintesi si riporta uno stralcio dell'elaborato di carpenteria della Spalla A.

SPALLA "A"

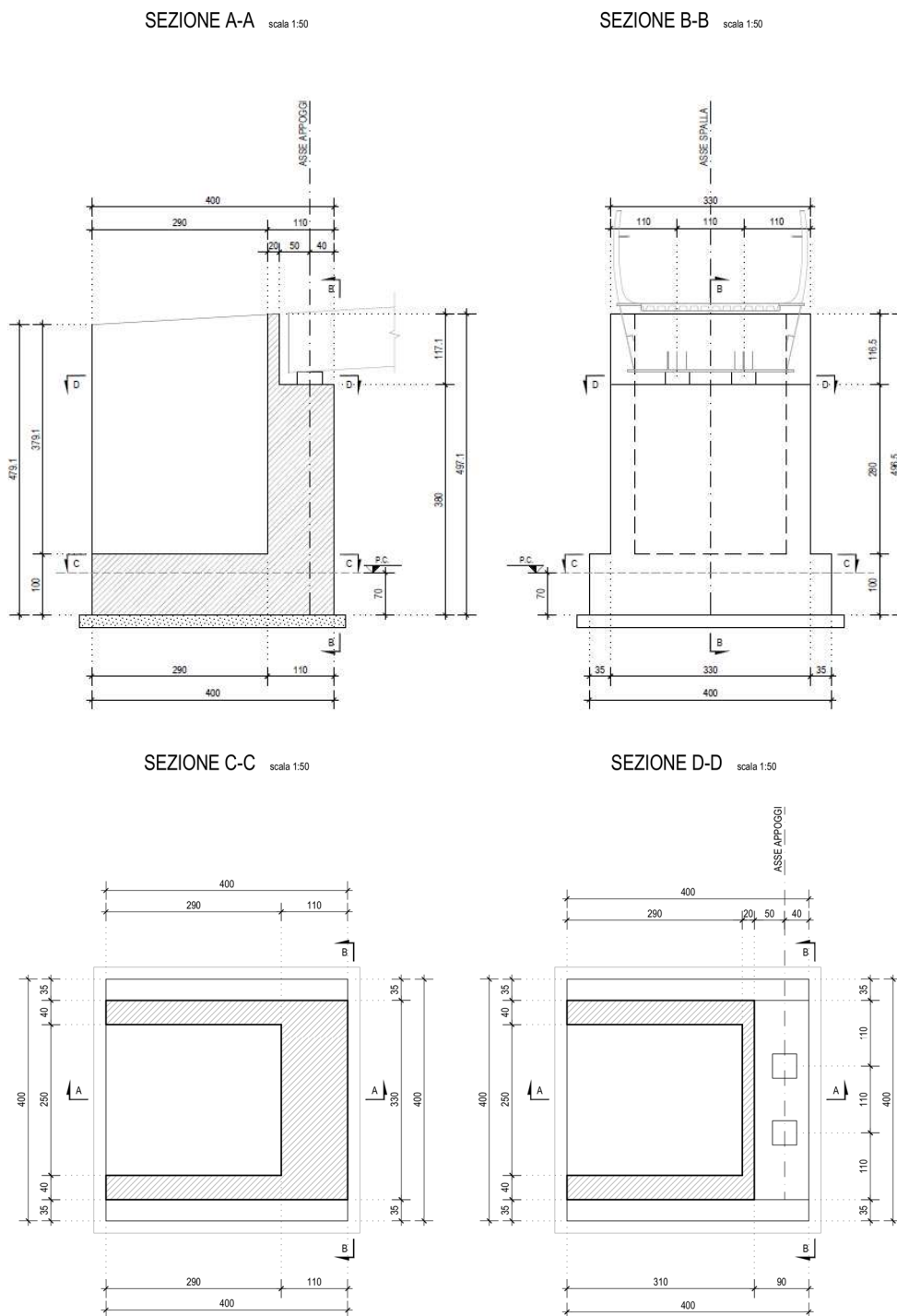


Figura 5 – Carpenteria delle spalle

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida

In accordo a quanto prescritto dall'art. 21 della Legge 5 novembre 1971 n.1086 (G.U. n.321 del 21.12.1971) per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, nonché dall'art.1 della Legge 2 febbraio 1974 n.64 (G.U. n. 76 del 21.03.1974), nella progettazione di tutte le strutture trattate in questa relazione si fa riferimento alle normative, alle raccomandazioni ed alle linee guida di seguito proposte.

Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo ad integrare le informazioni in esse contenute, dove necessario, con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali.

2.1.1 Documenti di carattere generale

A livello generale si sono utilizzati i seguenti riferimenti:

- **D.M. 14.01.2008** "Norme tecniche per le costruzioni";
- **Circolare 02.02.2009** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- **Istruzione C.N.R. 10024/86** "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

2.1.2 Analisi sismica delle strutture

Ad integrazione delle indicazioni proposte nel D.M. 14.01.2008, ove necessario, si è ritenuto opportuno riferirsi ai documenti di seguito indicati:

- **EN 1998-1:2004** "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings".

2.1.3 Apparecchi d'appoggio

- Istruzione C.N.R. 10018/99 "Apparecchi di appoggio per le costruzioni: istruzioni per l'impiego".

2.1.4 Strutture in acciaio

- **Istruzione C.N.R. 10011/88** "Costruzioni di acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- **Istruzione C.N.R. 10030/87** "Anime irrigidite di travi a parete piena";
- **Eurocodice 3-1-1** "Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- **Eurocodice 3-2** "Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio";

2.1.5 Normative sui materiali

- **UNI EN 10025-2** "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali, condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali";
- **UNI EN 10025-6** "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali, condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica".

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella costruzione dovranno essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. In particolare valgono le indicazioni di seguito presentate.

3.1 Conglomerato cementizio

3.1.1 Pile e spalle (elevazioni e fondazioni)

Per le strutture di elevazione quali i muri delle spalle è stato previsto un calcestruzzo classe C32/40 il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28 gg: $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18.1 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione (Elementi Inflessi): $f_{ctm} = 3.63 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità istantaneo: $E_{cm} = 33346 \text{ MPa}$
- Coefficiente di dilatazione termica: $\alpha = 1.2 \text{ E } -05 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

3.2 Acciaio per barre di armatura

Nella strutture in c.a. dovranno essere poste barre nervate in acciaio B450C (secondo UNI EN 10080) controllato in stabilimento. Dovranno essere garantite la saldabilità e le caratteristiche meccaniche di seguito indicate:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_s = 210000 \text{ MPa}$

3.3 Durabilità delle strutture in conglomerato cementizio armato

Per garantire la durabilità delle strutture di calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dagli attacchi chimico-fisici.

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 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

La tabella seguente indica, con riferimento alle sottostrutture e alle fondazioni in oggetto, la vita nominale, la classe di esposizione (*Tabella 2*) e la classe di calcestruzzo, di ciascuna opera.

PONTI	VN [anni]	Classe d'uso	Classe esp.	Materiale	Copriferro [cm]
Elevazioni pile	100	IV	XC4+XD1	C32/40	5.5
Elevazioni spalle	100	IV	XC4+XD1	C32/40	5.5
Fondazioni spalle e pile	100	IV	XC2	C32/40	5.5

Tabella 1 – Dimensionamento del copriferro

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

Tabella 2 – Descrizione delle condizioni ambientali (tab.4.1.III NTC2008)

I valori del copriferro sopra indicati sono maggiori rispetto ai valori minimi suggeriti in normativa (Tabella 3) poiché tengono conto sia della vita utile delle opere che delle tolleranze di posa delle armature.

C_{min}	C_0	Ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$
C28/35	C40/50	ordinario	20	25
C28/35	C40/50	aggressivo	30	35
C35/45	C45/55	molto aggressivo	40	45

Tabella 3 – Copriferri minimi in mm (tab.C4.1.IV NTC 2008)

Le verifiche di fessurazione dovranno garantire il soddisfacimento delle disuguaglianze di seguito riportate:

- Combinazione quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$;
- Combinazione frequente: $w_k \leq w_1 = 0.3 \text{ mm}$.

4 CARICHI DI PROGETTO E AZIONI DI CALCOLO

Di seguito si riepilogano i carichi di progetto dell'impalcato impiegati per il calcolo delle azioni trasmesse alle sottostrutture e i carichi derivanti dalla interazione delle sottostrutture con il terreno.

4.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso proprio dell'impalcato è stato determinato sulla base dei pesi specifici relativi ai materiali impiegati. In particolare per l'acciaio si è assunto un valore pari a 7850 kg/m^3 .

4.2 Carichi permanenti portati

I sovraccarichi permanenti portati derivano da tutti gli elementi di finitura e completamento necessari a garantire le caratteristiche funzionali dell'opera. Si individuano i seguenti contributi:

- $G_{\text{Parapetto}} = 3.00 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Sottoservizi}} = 2.00 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Pavimentazione}} = 1.00 \text{ kN/m}^2$

4.3 Carichi variabili da traffico

4.3.1 Carichi verticali

I carichi considerati sono quelli definiti nel D.M. 14.01.2008 coerentemente alla classificazione dell'opera come **ponte di terza categoria**. Si considera il carico associato allo Schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.



Figura 6 – Schema di carico 5 (D.M. 2008): folla compatta

4.4 Dilatazione termica

In ottemperanza alle prescrizioni normative (NTC08 sezione 5.2.2.5.2) si considerano i seguenti carichi termici sull'impalcato:

- **Variazione termica uniforme:** $\Delta T = \pm 25^\circ\text{C}$. Con la medesima (amplificata del 50 %) sono stati computati gli spostamenti associati a giunti di dilatazione e dispositivi di appoggio;
- **Variazione termica non uniforme:** differenza di temperatura di 5°C tra intradosso ed estradosso trave con segno da determinarsi caso per caso.

4.5 Vento

L'azione del vento è stata computata secondo le prescrizioni del DM08 applicando a tutte le superfici potenzialmente investite una pressione di 0.66 kN/m².

4.6 Azione Sismica

4.6.1 Classificazione dell'opera ai fini della valutazione dell'azione sismica

L'opera è classificata come **Tipo di costruzione 3** e si individua una **classe d'uso IV**. Pertanto i parametri che permettono di definire l'azione sismica di progetto sono i seguenti:

- Vita nominale: VN = 100 anni
- Coefficiente d'uso: CU = 2.0
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: VR = VN x CU = 200 anni

4.6.2 Parametri sismici di riferimento

L'azione sismica di progetto si valuta con riferimento al sito individuando una **categoria C** di sottosuolo in classe topografica **T1**. Si riportano di seguito i parametri sismici di riferimento per i diversi stati limite previsti dalla norma.

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	Tc' [s]
SLO	120	0,033	2,756	0,31
SLD	201	0,039	2,82	0,322
SLV	1898	0,07	3,058	0,393
SLC	2475	0,075	3,09	0,401

Tabella 4 – Parametri sismici di riferimento

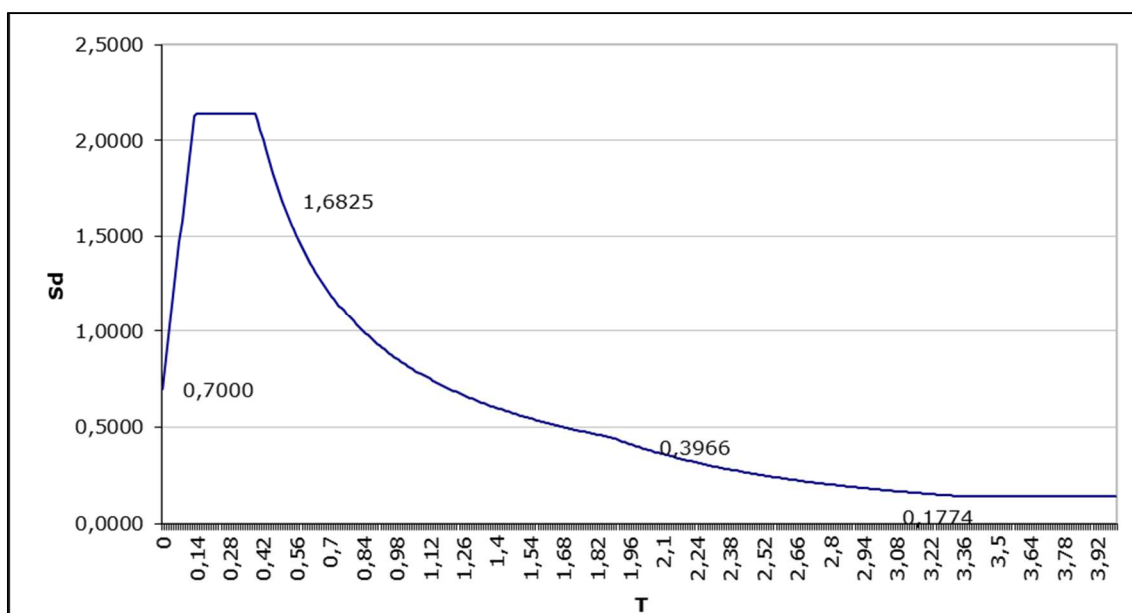


Figura 7 – Spettro di risposta allo SLV

4.7 Combinazione dei carichi

La determinazione dei valori delle sollecitazioni da utilizzare per l'esecuzione delle verifiche strutturali viene condotta facendo riferimento ai gruppi di azioni ed ai coefficienti di combinazione riportati nel D.M. 14.01.2008. La seguente tabella definisce i gruppi considerati:

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili	
	Carichi verticali		Carichi orizzontali		Carichi verticali	
	Modello principale (Schema di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 5 – Definizione dei gruppi di azioni per i carichi variabili da traffico

I coefficienti di combinazione da impiegare nella definizione delle azioni di progetto allo SLU e SLE sono riportati nelle seguenti tabelle:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

Tabella 6 – Coefficienti di fattorizzazione dei carichi allo SLU

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	---	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 7 – Coefficienti di combinazione delle azioni

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

L'opera in esame si imposta su due principali formazioni:

- Bnb: depositi alluvionali terrazzati, nella facies con sabbie prevalenti;
- GST: marne arenacee e siltitiche.

Di seguito è riportato l'estratto del profilo geotecnico nell'area in esame con riferimento all'asse "Cagliaritana", con l'opera che si pone circa in corrispondenza della posizione del sondaggio S3DH.

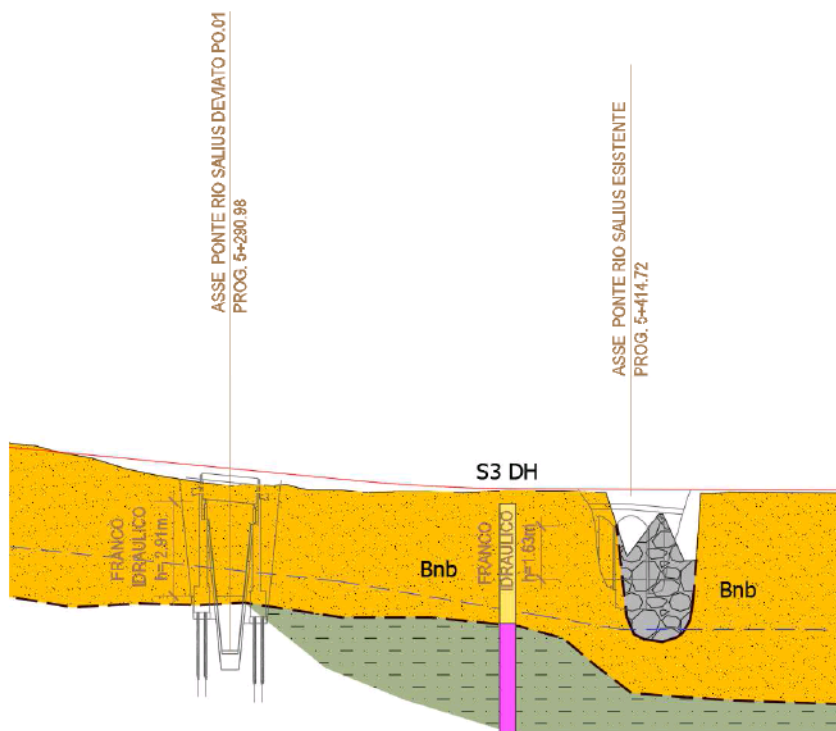


Figura 8 – Estratto profilo geotecnico nell'area in esame

In particolare, in prossimità dell'opera risulta presente il sondaggio S3DH, che mostra la stratigrafia seguente.

Profondità da p.c.	Descrizione
0.0-0.2	Suolo agrario, composto da limi e sabbie
0.2-3.2	Materiale di riporto, composto da sabbie, limi e clasti arenitici (max 10cm)
3.2-3.7	Marne siltose tenere (pocket 500-600 kPa)
3.7-6.9	Marne siltose molto consistenti
6.9-8.7	Marne siltose a medio grado di cementazione
8.7-14.4	Marne siltose a medio-alto grado di cementazione
14.4-19.4	Limi marnosi siltosi moto consistenti (pocket 600-800 kPa)
19.4-21.8	Arenarie siltose, con medio-basso grado di cementazione
21.8-22.0	Arenarie siltose, con medio-alto grado di cementazione
22.0-30.0	Marne siltose a medio-alto grado di cementazione

Tabella 8 – Stratigrafia del terreno

La relazione geotecnica generale riporta per i materiali in esame le seguenti caratteristiche:

- Formazione Bnb

TERRENO CON PREVALENZA SABBIOSA		
peso di volume naturale	γ_t (kN/m ³)	17÷19
angolo di attrito	ϕ' (°)	34÷37
coesione	c' (kPa)	0 ÷ 10
modulo elastico "operativo" drenato	E (MPa)	20 ÷ 60

- Formazione GST

Formazione	GSI ipotizzato	γ	ν	UCS	E_i (roccia intatta)	c	Φ	E_m (ammasso roccioso)
		[kN/m ³]	[-]	[MPa]	[MPa]	[kPa]	[°]	[MPa]
GST (GSI25)	25	19	0.1	60	11000	1650	20	658
GST (GSI 40)	40	19	0.1	60	11000	2253	24.5	1756

Il livello di falda viene assunto fra i 3 e 4m al di sotto del p.c., indicativamente poco sopra il contatto fra le marne e il materiale sovrastante, con le prime che si comportano da impermeabile relativo.



Cassetta n° 1 - profondità da m 0,00 a m 5,00



Cassetta n° 2 - profondità da m 5,00 a m 10,00



Cassetta n° 3 - profondità da m 10,00 a m 15,00

Figura 9 – Casette catalogatrici sondaggio S3DH (prof. 0-15m)

6 METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto facendo riferimento agli usuali metodi proposti dalle teorie della Scienza delle Costruzioni. Più precisamente le tipologie strutturali presentate, a seconda della complessità, sono analizzate impiegando schemi statici semplificati o modellazioni numeriche agli elementi finiti.

Il software impiegato nelle simulazioni è il codice **Straus 7** (release 2.4.6) prodotto dalla ditta **Strand7 Software - Sydney** e distribuito in Italia da HSH S.r.l. La validazione di tale prodotto deriva da una accreditata documentazione ("Verification Manual"), finalizzata ad attestare l'accuratezza delle soluzioni ottenute in relazione alla modellazione di problematiche fisiche con soluzioni analitiche note.

La verifica degli elementi costituenti le strutture descritte viene effettuata adottando il **metodo agli stati limite**.

7 ANALISI STRUTTURALE DELLE PILE

Nel paragrafo seguente si riportano le verifiche strutturali e geotecniche svolte per le pile della passerella ciclopedonale. Le azioni derivanti dall'impalcato sono state combinate con il peso proprio della pila e l'azione del vento sul fusto. In ragione del livello di progettazione, la forza sismica sulle pile è stata valutata secondo il metodo pseudo-statico moltiplicando le masse strutturali per $a_g/g \times S = 0.107$.

La tabella seguente riassume le azioni elementari alla base delle pile e le relative azioni di progetto combinate.

AZIONI BASE PILE		H		H		H		H
		6.00		9.70		8.80		6.20
		P4	L 32	P3	L 60	P2	L 50	P1
N G1+G2	-	902		1018		1339		826
Peso pila	-	177		286		259		183
Nmax traffico	-	692		729		793		609
V vento impalcato	-	81		91		109		79
V vento pila	-	15		24		22		16
M vento	-	532		1001		1055		539
V SIS impalcato	-	95		107		128		93
V SIS pila	-	19		30		27		19
SLE CH traffico	N [kN]	1771		2033		2391		1618
	M [kNm]	319		601		633		323
SLE CH vento (folla favorevole)	N [kN]	1079		1304		1598		1009
	M [kNm]	532		1001		1055		539
SLE QP	N [kN]	1079		1304		1598		1009
	M [kNm]	0		0		0		0
SLU traffico	N [kN]	2390		2744		3228		2184
	M [kNm]	479		901		950		485
SLU vento (folla favorevole)	N [kN]	1456		1760		2158		1362
	M [kNm]	798		1502		1583		809
	V [kN]	144		173		196		142
SIS	N [kN]	1079		1304		1598		1009
	M [kNm]	628		1183		1245		636
	V [kN]	114		137		155		112

Tabella 9 – Azioni di progetto pile: sezione di base

7.1 Verifiche strutturali del fusto

Le verifiche strutturali delle pile sono effettuate cautelativamente per le pile di maggiore altezza di ciascun gruppo (P3 per le pile centrali e P1 per le pile laterali).

7.1.1 Pila P3

Di seguito si riportano le verifiche strutturali allo Stato Limite Ultimo e di Esercizio.

La pila è armata con 20Ø28 (/20) e staffe ellittiche Ø12/20.

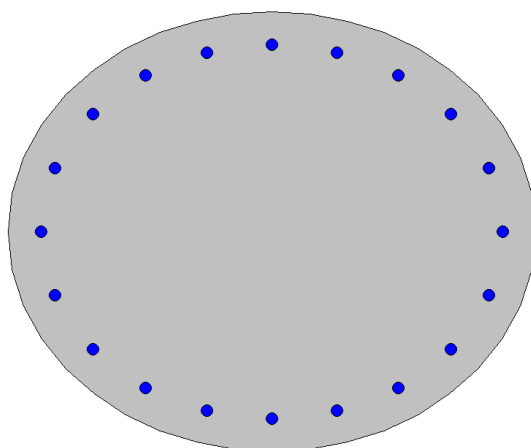
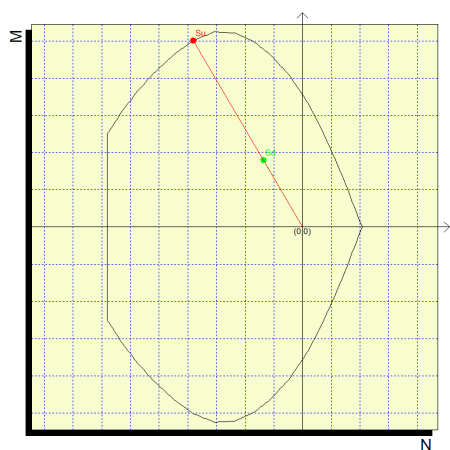
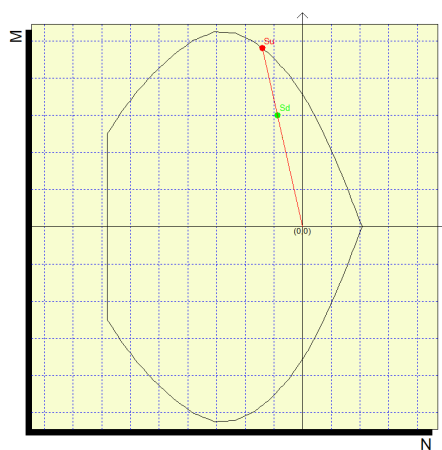


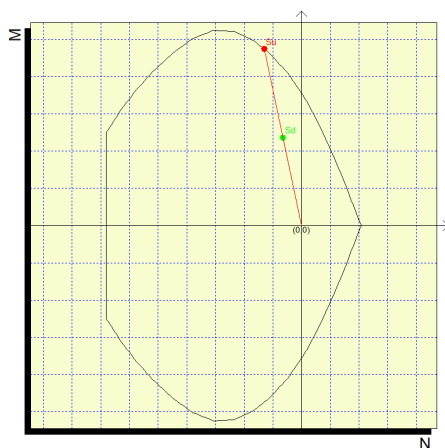
Figura 10 – Sezione di base della pila



SLU traffico (c.s. = 2.65)



SLU vento (c.s. = 1.48)



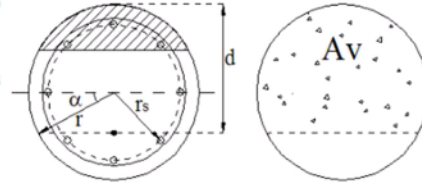
SIS (c.s. = 1.79)

Figura 11 – Verifiche SLU: pressoflessione

La verifica a taglio è svolta assumendo cautelativamente la pila di sezione circolare con diametro pari all'asse minore dell'ellisse (1.00m). Di conseguenza è lecito applicare il metodo di Clarke - Birjandi (1993), come segue:

Metodo di Clarke - Birjandi 1993

\varnothing	1.00	m	<p>Sezione Circolare: verifiche a taglio e a pressoflessione</p> <p>Per la verifica a pressoflessione sono state utilizzate le formule semplificate proposte da Ghera^[1], il particolare si è utilizzato il metodo delle due equazioni. Per la verifica a taglio si è utilizzato il metodo proposto da Clarke-Birjandi 1993</p> <p>quindi ponendo: d = distanza dal bordo compresso al baricentro dell'armatura longitudinale tesa. $\sin(\alpha) = 2r_y/\pi$ con $(0 < \alpha < \pi/2)$ $A_v = r^2[\pi/2 + \alpha + \sin(\alpha)\cos(\alpha)]$ $d = r[1 + \sin(\alpha)]$ $b_w = A_v/d$</p> <p>Sia per la verifica a presso-flessione che per la verifica a taglio l'armatura è considerata anulare e posta alla distanza r_s</p>
r_s	0.432	m	
c	0.055	m	
\varnothing_{barre}	0.026	m	
$\sin\alpha$	0.550		
$\cos\alpha$	0.835		
α	33.370	°	
A_v	0.653	m ²	
d	0.775	m	
b_w	0.843	m	



VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V_{sd} [kN]	196.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N_{sd} [kN]	0.0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V_{Rd1} [KN]	278.01
Coefficiente di sicurezza	V_{Rd1}/V_{sd}	1.42

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	$V_{Rd2}(\theta)$ [KN]	1924
Resistenza a taglio dell'armatura	$V_{Rd3}(\theta)$ [KN]	772
Resistenza a taglio di progetto	V_{Rd} [KN]	772
Coefficiente di sicurezza	V_{Rd}/V_{sd}	3.94

Figura 12 – Verifica SLU: taglio

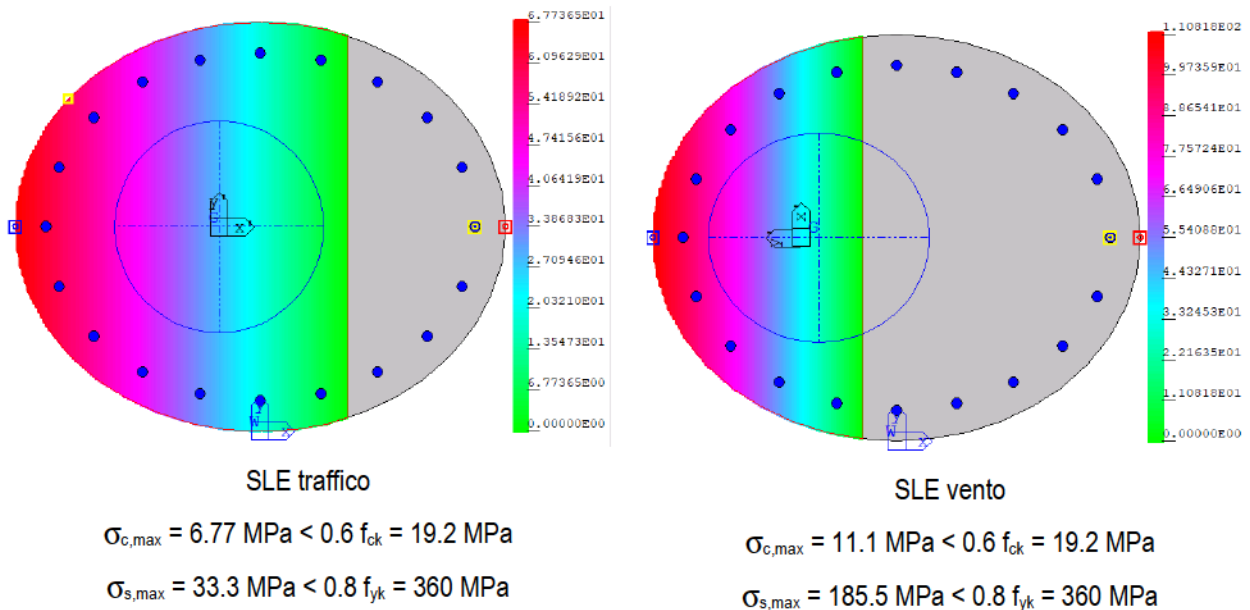
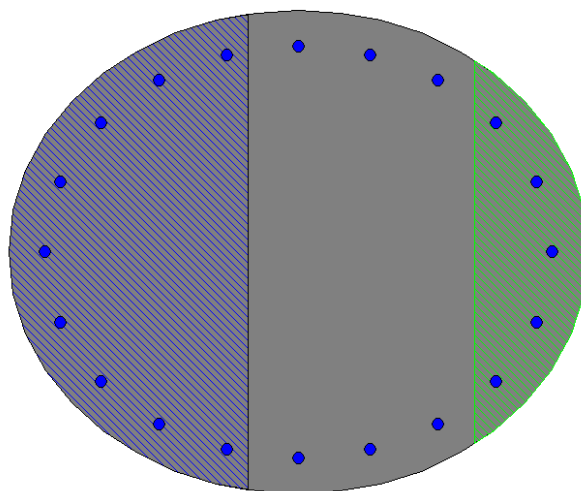


Figura 13 – Verifica SLE: limitazione delle tensioni

La verifica a fessurazione è condotta cautelativamente secondo la combinazione SLE rara.



SLE vento

$$A_{c,eff} = 1289.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,eff} = 53.1 \text{ cm}^2$$

$$w_m = 0.0932 \text{ mm}$$

$$w_k = 1.7 \times w_m = 0.16 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$$

Figura 14 – Verifica SLE: fessurazione

7.1.2 Pila P1

Di seguito si riportano le verifiche strutturali allo Stato Limite Ultimo e di Esercizio.

La pila è armata con 20Ø26 (I/20) e staffe ellittiche Ø12/20.

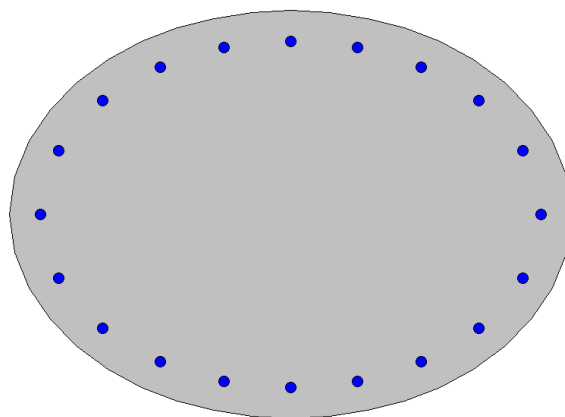
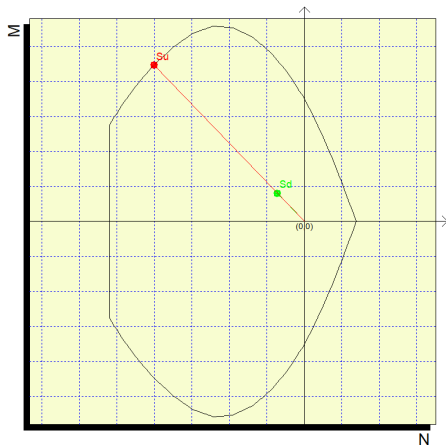
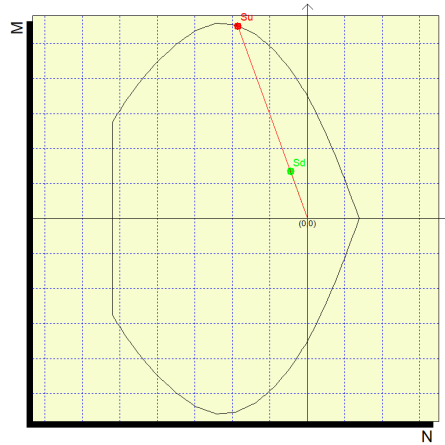


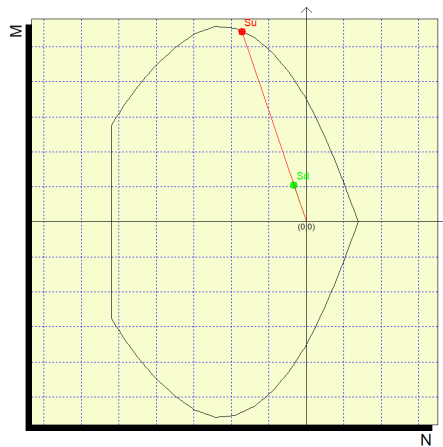
Figura 15 – Sezione di base della pila



SLU traffico (c.s. = 5.52)



SLU vento (c.s. = 3.16)



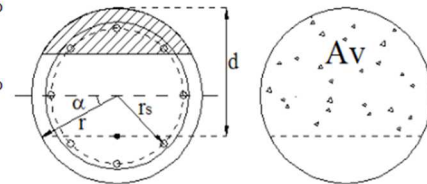
SIS (c.s. = 3.83)

Figura 16 – Verifiche SLU: pressoflessione

La verifica a taglio è svolta assumendo cautelativamente la pila di sezione circolare con diametro pari all'asse minore dell'ellisse (1.00m). Di conseguenza è lecito applicare il metodo di Clarke - Birjandi (1993), come segue:

Metodo di Clarke - Birjandi 1993

\varnothing	1.00	m	<p>Sezione Circolare: verifiche a taglio e a pressoflessione</p> <p>Per la verifica a pressoflessione sono state utilizzate le formule semplificate proposte da Ghera^[1], il particolare si è utilizzato il metodo delle due equazioni. Per la verifica a taglio si è utilizzato il metodo proposto da Clarke-Birjandi 1993</p> <p>quindi ponendo: d = distanza dal bordo compresso al baricentro dell'armatura longitudinale tesa. $\sin(\alpha) = 2r_s/\pi r$ con $(0 < \alpha < \pi/2)$ $A_v = r^2[\pi/2 + \alpha + \sin(\alpha)\cos(\alpha)]$ $d = r[1 + \sin(\alpha)]$ $b_w = A_v/d$</p> <p>Sia per la verifica a presso-flessione che per la verifica a taglio l'armatura è considerata anulare e posta alla distanza r_s</p>
r_s	0.432	m	
c	0.055	m	
\varnothing_{barre}	0.026	m	
$\sin\alpha$	0.550		
$\cos\alpha$	0.835		
α	33.370	°	
A_v	0.653	m ²	
d	0.775	m	
b_w	0.843	m	



VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V _{Sd} [kN]	114.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	278.01
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	2.44

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	1924
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	772
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	772
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	6.77

Figura 17 – Verifica SLU: taglio

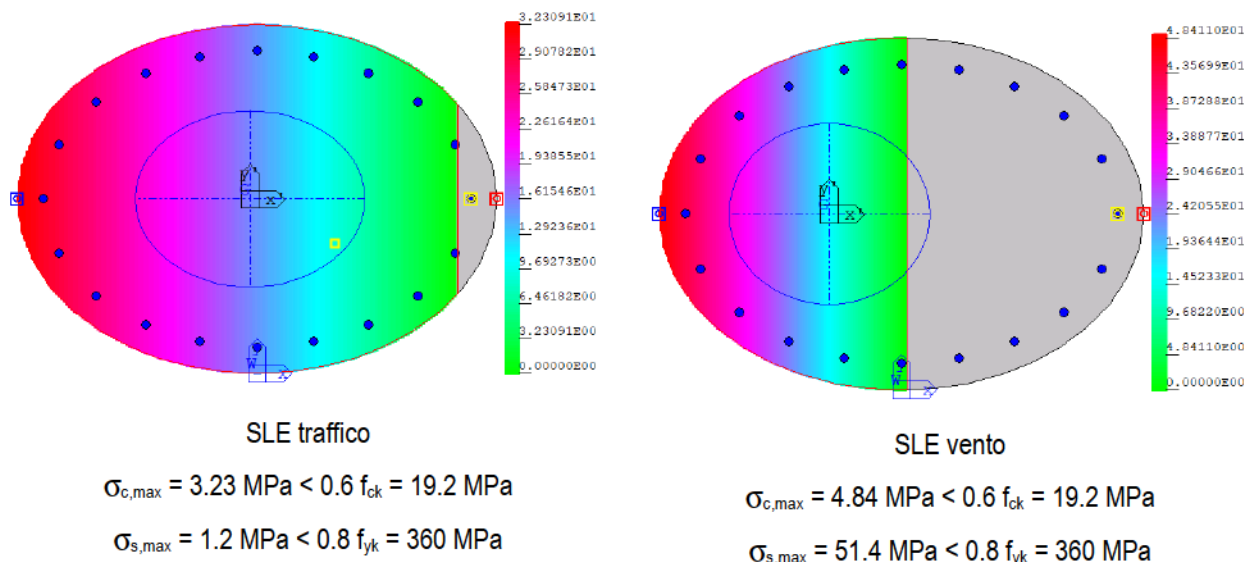
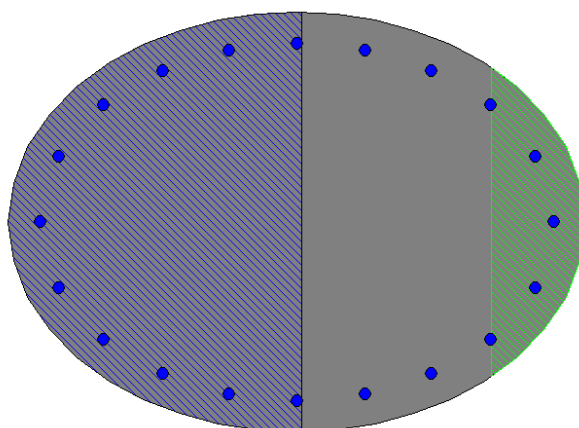


Figura 18 – Verifica SLE: limitazione delle tensioni

La verifica a fessurazione è condotta cautelativamente secondo la combinazione SLE rara.



SLE vento

$$A_{c,eff} = 1134.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,eff} = 47.8 \text{ cm}^2$$

$$w_m = 0.0187 \text{ mm}$$

$$w_k = 1.7 \times w_m = 0.0318 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$$

Figura 19 – Verifica SLE: fessurazione

7.2 Verifica delle fondazioni

Sono di seguito presentati i calcoli relativi alle fondazioni delle pile secondo il seguente ordine:

- riepilogo delle azioni in fondazione e calcolo della pressione sul terreno;
- i calcoli e le verifiche di stabilità.

7.2.1 Calcolo della pressione sul terreno

La tabella seguente riassume i carichi agenti alla base della fondazione e le pressioni sul terreno calcolate riducendo le dimensioni della fondazione in relazione all'eccentricità del carico verticale.

FONDAZIONI		P4	P3	P2	P1
SLE CH traffico	N [kN]	2221	2833	3191	2068
	M [kNm]	406	739	790	409
	V [kN]	58	69	79	57
	e [m]	0.18	0.26	0.25	0.20
	σ_v [kPa]	204	204	228	191
SLE CH vento (folla favorevole)	N [kN]	1529	2104	2398	1459
	M [kNm]	676	1232	1317	681
	V [kN]	96	115	131	95
	e [m]	0.44	0.59	0.55	0.47
	σ_v [kPa]	164	186	207	159
SLU traffico	N [kN]	2998	3824	4308	2791
	M [kNm]	609	1109	1185	613
	V [kN]	87	104	118	85
	e [m]	0.20	0.29	0.28	0.22
	σ_v [kPa]	278	280	312	261
SLU vento (folla favorevole)	N [kN]	1906	2560	2958	1812
	M [kNm]	1015	1761	1877	1022
	V [kN]	144	173	196	142
	e [m]	0.53	0.69	0.63	0.56
	σ_v [kPa]	216	244	271	210
SIS	N [kN]	1529	2104	2398	1459
	M [kNm]	798	1388	1478	804
	V [kN]	114	137	155	112
	e [m]	0.52	0.66	0.62	0.55
	σ_v [kPa]	172	196	217	168

Tabella 10 – Azioni di progetto per le fondazioni e pressioni sul terreno

La pressione sul terreno di riferimento alla condizione nominale risulta pari a 165-230 kPa, che risulta un valore indicativamente accettabile per materiali sabbiosi nel caso di formazione superficiale.

In confronto con la resistenza del substrato, si osserva che la coesione del materiale GST disturbato risulta di un ordine di grandezza superiore rispetto al carico agente.

7.2.2 Modalità di verifica

Le verifiche della capacità portante dei pali di fondazione sono state eseguite con il metodo degli stati limite secondo l'approccio 2 che prevede la sola combinazione A1+M1+R3 per le verifiche sia di tipo strutturale che di tipo geotecnico (cap. 6.4.3.1 delle NTC 2008) con i coefficienti riportati nelle tabelle seguenti.

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 11 – Coefficienti parziali per le azioni (Tab. 6.2.1 NTC 2008)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso unità volume	γ	γ_V	1.0	1.0

Tabella 12 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.11 NTC 2008)

Verifica	Simbolo	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_R	1.0	1.8	2.3
Scorrimento.	γ_R	1.0	1.1	1.1

Tabella 13 – Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche (Tab. 6.4.1 NTC 2008) per le fondazioni superficiali

7.2.3 Verifica delle fondazioni

Per le pile P2 e P3 è prevista una fondazione di dimensioni 4x4m, ed un approfondimento minimo pari a 3-3.5m, in modo da raggiungere lo strato marnoso.

Nel caso non venga raggiunto, si assume che la componente di approfondimento risulta pari a 2/3 di quella totale (pari a 2m), con falda localizzata al di sotto della fondazione.

La verifica risulta sotto riportata per la condizione più gravosa (pila 3). Le verifiche risultano soddisfatte.

VERIFICA FONDAZIONI SUPERFICIALI CONDIZIONI DRENATE-STR				VERIFICA FONDAZIONI SUPERFICIALI CONDIZIONI DRENATE-STR			
Caratteristiche del terreno		Coeff. capacità portante		Caratteristiche del terreno		Coeff. capacità portante	
Peso unità di volume	γ [kN/m ³]	8	q_{totale} 16.00	Peso unità di volume	γ [kN/m ³]	8	q_{totale} 16.00
Angolo d'attrito	ϕ' [°]	34	N_{γ} 41.06	Angolo d'attrito	ϕ' [°]	34	N_{γ} 41.06
Coesione	c' [kPa]	0	N_c 42.16	Coesione	c' [kPa]	0	N_c 42.16
Caratteristiche della fondazione		N_q 29.44		Caratteristiche della fondazione		N_q 29.44	
Base	B [m]	4	d_1 1.00	Base	B [m]	4	d_1 1.00
Profondità	L [m]	4	d_2 1.13	Profondità	L [m]	4	d_2 1.13
Approfondimento	D [m]	2	d_c 1.14	Approfondimento	D [m]	2	d_c 1.14
Carico laterale	q [kPa]	0	r_b 1.41	Carico laterale	q [kPa]	0	r_b 1.41
Inclinazione piano posa	ϵ [°]	0	r_i 1.59	Inclinazione piano posa	ϵ [°]	0	r_i 1.60
Inclinazione terreno	ω [°]	0	r_{θ} 0.00	Inclinazione terreno	ω [°]	0	r_{θ} 0.00
Sollecitazioni in fondazione		m 1.59		Sollecitazioni in fondazione		m 1.60	
Azione assiale	N [kN]	2958	i_1 0.84	Azione assiale	N [kN]	2560	i_1 0.83
Azione flettente	Mb [kNm]	0	i_2 0.90	Azione flettente	Mb [kNm]	0	i_2 0.89
Azione tagliante	Tb [kN]	0	i_3 0.89	Azione tagliante	Tb [kN]	0	i_3 0.89
Azione flettente	MI [kNm]	1877	b_1 1.00	Azione flettente	MI [kNm]	1761	b_2 1.00
Azione tagliante	TI [kN]	196	b_2 1.00	Azione tagliante	TI [kN]	173	b_3 1.00
Risultante azioni taglianti	Ht [kN]	196.0	b_c 1.00	Risultante azioni taglianti	Ht [kN]	173.0	b_c 1.00
eccentricità dir. B	eb [m]	0	g_1 1.00	eccentricità dir. B	eb [m]	0	g_1 1.00
eccentricità dir. L	el [m]	0.63455	g_2 1.00	eccentricità dir. L	el [m]	0.687891	g_2 1.00
Base equivalente	B' [m]	4	g_3 1.00	Base equivalente	B' [m]	4	g_3 1.00
Prof. equivalente	L' [m]	2.730899	s_1 0.41	Prof. equivalente	L' [m]	2.624219	s_1 0.39
Note:			s_2 1.99	Note:			s_2 2.03
			s_3 2.02				s_3 2.06
Risultati capacità portante				Risultati capacità portante			
q lim	1177.2	kPa	$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_1 \cdot d_1 \cdot i_1 \cdot b_1 \cdot g_1 + q \cdot N_q \cdot s_1 \cdot d_1 \cdot i_1 \cdot b_1 \cdot g_1 + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_1 \cdot d_1 \cdot i_1 \cdot b_1 \cdot g_1$	q lim	1179.6	kPa	$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_1 \cdot d_1 \cdot i_1 \cdot b_1 \cdot g_1 + q \cdot N_q \cdot s_1 \cdot d_1 \cdot i_1 \cdot b_1 \cdot g_1 + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_1 \cdot d_1 \cdot i_1 \cdot b_1 \cdot g_1$
Rd	12859.5	kN		Rd	12381.6	kN	
FS	4.3	-		FS	4.8	-	
Ed=N<Rd, verifica soddisfatta				Ed=N<Rd, verifica soddisfatta			
Risultati scorrimento				Risultati scorrimento			
Rd	1995.2	kN		Rd	1726.7	kN	
FS	10.2	-	Ed=Ht<Rd, verifica soddisfatta	FS	10.0	-	Ed=Ht<Rd, verifica soddisfatta
Verifica combinazione A1+M1+R1				Verifica combinazione A1+M1+R1			
Capacità portante	R3= 2.3	=>	verificata	Capacità portante	R3= 2.3	=>	verificata
Scorrimento	R3= 1.1	=>	verificata	Scorrimento	R3= 1.1	=>	verificata

Figura 20 – Verifica fondazione Pile 2 e 3. Condizione statica

VERIFICA FONDAZIONI SUPERFICIALI CONDIZIONI DRENATE-STR			
Caratteristiche del terreno		Coeff. capacità portante	
Peso unità di volume	γ [kN/m ³]	8	q_{totale} 16.00
Angolo d'attrito	ϕ' [°]	34	$N_{\gamma} \cdot e_{\gamma k} \cdot e_{\gamma i}$ 37.59
Coesione	c' [kPa]	0	N_c 42.16
Caratteristiche della fondazione		N_q 29.44	
Base	B [m]	4	d_1 1.00
Profondità	L [m]	4	d_2 1.13
Approfondimento	D [m]	2	d_c 1.14
Carico laterale	q [kPa]	0	r_b 1.41
Inclinazione piano posa	ϵ [°]	0	r_i 1.59
Inclinazione terreno	ω [°]	0	r_{θ} 0.00
Sollecitazioni in fondazione		m 1.59	
Azione assiale	N [kN]	2398	i_1 0.84
Azione flettente	Mb [kNm]	0	i_2 0.90
Azione tagliante	Tb [kN]	0	i_3 0.90
Azione flettente	MI [kNm]	1478	b_1 1.00
Azione tagliante	TI [kN]	155	b_2 1.00
Risultante azioni taglianti	Ht [kN]	155.0	b_c 1.00
eccentricità dir. B	eb [m]	0	g_1 1.00
eccentricità dir. L	el [m]	0.616347	g_2 1.00
Base equivalente	B' [m]	4	g_3 1.00
Prof. equivalente	L' [m]	2.767306	s_1 0.42
Note:			s_2 1.97
			s_3 2.01
Risultati capacità portante			
q lim	1159.5	kPa	$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_1 \cdot d_1 \cdot i_1 \cdot b_1 \cdot g_1 + q \cdot N_q \cdot s_1 \cdot d_1 \cdot i_1 \cdot b_1 \cdot g_1 + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_1 \cdot d_1 \cdot i_1 \cdot b_1 \cdot g_1$
Rd	12834.5	kN	
FS	5.4	-	
Ed=N<Rd, verifica soddisfatta			
Risultati scorrimento			
Rd	1617.5	kN	
FS	10.4	-	Ed=Ht<Rd, verifica soddisfatta
Verifica combinazione A1+M1+R3			
Capacità portante	R3= 2.3	=>	verificata
Scorrimento	R3= 1.1	=>	verificata

	M1	M2	
ϕ'	34.00	28.35	ρ
a_g/g	0.07	0.07	-
Cat Terren	C	C	-
β	0.2	0.2	(NTC.7.11.3.5.2)
S	1.5	1.5	-
Kh	0.014	0.014	(0.2 ag)
Kh	0.021	0.021	($\beta \cdot a_{max}/g$)
Kh design	0.021	0.021	-
Kv	0.011	0.011	-
$e_{\gamma k}$	0.986	0.982	-
$e_{\gamma i}$	0.929	0.929	-
$e_{\gamma k} \cdot e_{\gamma i}$	0.916	0.912	applicato al parametro N_{γ} (C.7.11.5.3.1)

Figura 21 – Verifica fondazione Pile 2 e 3. Condizione sismica

Per le pile P1 e P4 è prevista una fondazione di dimensioni 4x3m, ed un approfondimento minimo pari a 3-3.5m, in modo da raggiungere lo strato marnoso.

Nel caso non venga raggiunto, si assume che la componente di approfondimento risulta pari a 2m, con falda localizzata al di sotto della fondazione.

La verifica risulta sotto riportata per l'involuppo delle condizioni più gravose. Le verifiche risultano soddisfatte.

VERIFICA FONDAZIONI SUPERFICIALI CONDIZIONI DRENATE-STR					VERIFICA FONDAZIONI SUPERFICIALI CONDIZIONI DRENATE-STR						
Caratteristiche del terreno					Caratteristiche del terreno						
Peso unità di volume	γ	[kN/m ³]	8	q_{totale}	16.00	Peso unità di volume	γ	[kN/m ³]	8	q_{totale}	16.00
Angolo d'attrito	ϕ'	[°]	34	N_c	41.06	Angolo d'attrito	ϕ'	[°]	34	N_c	41.06
Coesione	c'	[kPa]	0	N_c	42.16	Coesione	c'	[kPa]	0	N_c	42.16
Caratteristiche della fondazione					Caratteristiche della fondazione						
Base	B	[m]	4	d_c	1.00	Base	B	[m]	4	d_c	1.00
Profondità	L	[m]	3	d_q	1.13	Profondità	L	[m]	3	d_q	1.13
Approfondimento	D	[m]	2	d_c	1.14	Approfondimento	D	[m]	2	d_c	1.14
Carico laterale	q	[kPa]	0	f_b	1.32	Carico laterale	q	[kPa]	0	f_b	1.32
Inclinazione piano posa	ϵ	[°]	0	r_i	1.68	Inclinazione piano posa	ϵ	[°]	0	r_i	1.67
Inclinazione terreno	ω	[°]	0	θ	0.00	Inclinazione terreno	ω	[°]	0	θ	0.00
Solle citazioni in fondazione					Solle citazioni in fondazione						
Azione assiale	N	[kN]	1812	l_i	0.80	Azione assiale	N	[kN]	1906	l_i	0.81
Azione flettente	Mb	[kNm]	0	l_c	0.87	Azione flettente	Mb	[kNm]	0	l_c	0.88
Azione tagliante	Tb	[kN]	0	l_c	0.87	Azione tagliante	Tb	[kN]	0	l_c	0.87
Azione flettente	Ml	[kNm]	1022	b_c	1.00	Azione flettente	Ml	[kNm]	1015	b_c	1.00
Azione tagliante	Tl	[kN]	142	b_q	1.00	Azione tagliante	Tl	[kN]	144	b_q	1.00
Risultante azioni taglianti	Ht	[kN]	142.0	b_c	1.00	Risultante azioni taglianti	Ht	[kN]	144.0	b_c	1.00
eccentricità dir. B	eb	[m]	0	g_r	1.00	eccentricità dir. B	eb	[m]	0	g_r	1.00
eccentricità dir. L	el	[m]	0.564018	g_q	1.00	eccentricità dir. L	el	[m]	0.532529	g_q	1.00
Base equivalente	B'	[m]	4	g_c	1.00	Base equivalente	B'	[m]	4	g_c	1.00
Prof. equivalente	L'	[m]	1.871965	s_p	0.15	Prof. equivalente	L'	[m]	1.934942	s_p	0.17
Note:				s_q	2.44	Note:				s_q	2.39
				s_c	2.49					s_c	2.44
Risultati capacità portante					Risultati capacità portante						
q lim	1210.6	kPa	$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_i \cdot b_i \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_i \cdot b_i \cdot g_q +$		q lim	1210.7	kPa	$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_i \cdot b_i \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_i \cdot b_i \cdot g_q +$			
Rd	9064.8	kN	$+ \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_i \cdot b_i \cdot g_c$		Rd	9370.2	kN	$+ \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_i \cdot b_i \cdot g_c$			
FS=Rd/N	5.0	-			FS=Rd/N	4.9	-				
Ed=N<Rd, verifica soddisfatta					Ed=N<Rd, verifica soddisfatta						
Risultati scorrimento					Risultati scorrimento						
Rd	1222.2	kN			Rd	1285.6	kN				
FS	8.6	-	Ed=Ht<Rd, verifica soddisfatta		FS	8.9	-	Ed=Ht<Rd, verifica soddisfatta			
Verifica combinazione A1+M1+R1					Verifica combinazione A1+M1+R1						
Capacità portante	R3= 2.3	=>	verificata		Capacità portante	R3= 2.3	=>	verificata			
Scorrimento	R3= 1.1	=>	verificata		Scorrimento	R3= 1.1	=>	verificata			

Figura 22 – Verifica fondazione Pile 1 e 4. Condizione statica

VERIFICA FONDAZIONI SUPERFICIALI CONDIZIONI DRENATE-STR - s1s					
Caratteristiche del terreno					
Peso unità di volume	γ	[kN/m ³]	8	q_{totale}	16.00
Angolo d'attrito	ϕ'	[°]	34	$N_c \cdot e_{f/c} \cdot e_{s,i}$	37.59
Coesione	c'	[kPa]	0	N_c	42.16
Caratteristiche della fondazione					
Base	B	[m]	4	d_c	1.00
Profondità	L	[m]	3	d_q	1.13
Approfondimento	D	[m]	2	d_c	1.14
Carico laterale	q	[kPa]	0	f_b	1.32
Inclinazione piano posa	ϵ	[°]	0	r_i	1.68
Inclinazione terreno	ω	[°]	0	θ	0.00
Solle citazioni in fondazione					
Azione assiale	N	[kN]	1459	l_i	0.81
Azione flettente	Mb	[kNm]	0	l_c	0.87
Azione tagliante	Tb	[kN]	0	l_c	0.87
Azione flettente	Ml	[kNm]	804	b_c	1.00
Azione tagliante	Tl	[kN]	112	b_q	1.00
Risultante azioni taglianti	Ht	[kN]	112.0	b_c	1.00
eccentricità dir. B	eb	[m]	0	g_r	1.00
eccentricità dir. L	el	[m]	0.551082	g_q	1.00
Base equivalente	B'	[m]	4	g_c	1.00
Prof. equivalente	L'	[m]	1.897875	s_p	0.16
Note:				s_q	2.42
				s_c	2.47
Risultati capacità portante					
q lim	1204.5	kPa	$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_i \cdot b_i \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_i \cdot b_i \cdot g_q +$		
Rd	9144.3	kN	$+ \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_i \cdot b_i \cdot g_c$		
FS=Rd/N	6.3	-			
Ed=N<Rd, verifica soddisfatta					
Risultati scorrimento					
Rd	984.1	kN			
FS	8.8	-	Ed=Ht<Rd, verifica soddisfatta		
Verifica combinazione A1+M1+R3					
Capacità portante	R3= 2.3	=>	verificata		
Scorrimento	R3= 1.1	=>	verificata		

	M1	M2		
ϕ	34.00	28.35	°	
a_g/g	0.07	0.07	-	
Cat Terren	C	C	-	
β	0.2	0.2	-	(NTC.7.11.3.5.2)
S	1.5	1.5	-	
Kh	0.014	0.014	(0.2 ag)	
Kh	0.021	0.021	($\beta a_{max}/g$)	
Kh design	0.021	0.021	-	
Kv	0.011	0.011	-	
e-k	0.986	0.982	-	
$e \cdot \gamma_i$	0.929	0.929	-	
$e \cdot k \cdot e \cdot \gamma_i$	0.916	0.912	-	applicato al parametro N_y (C.7.11.5.3.1)

Figura 23 – Verifica fondazione Pile 1 e 4. Condizione sismica

In termini di deformazione, la stima dei cedimenti condotta attraverso il metodo di Poulos e Davis (1974), con le ipotesi seguenti:

- strato deformabile al di sotto della fondazione pari a 3m, modulo di riferimento 40MPa

- al di sotto presenza di uno strato di potenza pari a 10m di marna, con modulo $1650 \text{ MPa} / 2.0 = 825 \text{ MPa}$;

Il valore di cedimento risulta pari a:

- pile 2 e 3: 1.03 cm
- pile 1 e 4: 0.87 cm

I valori ricavati sono considerati ammissibili.

8 ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE

Nel paragrafo seguente si riportano le verifiche strutturali e geotecniche svolte per le spalle della passerella ciclopedonale. Le azioni derivanti dall'impalcato sono state combinate con il peso proprio delle spalle, con il peso del terreno imbarcato e con la spinta a riposo del terreno a tergo della spalla. La forza sismica sulle spalle è stata valutata secondo il metodo pseudo-statico moltiplicando le masse strutturali per $a_g/g \times S = 0.107$ e considerando la sovraspinta del terreno calcolata secondo la formulazione di Wood.

Si ipotizza per il terreno di riempimento un materiale granulare con angolo di attrito pari a $\phi = 30^\circ$. Il coefficiente di spinta a riposo (k_0) a tergo della spalla risulta dunque pari a $1 - \text{sen}(\phi) = 0.5$.

La tabella seguente riepiloga le azioni di progetto combinate alla base delle spalle.

FUSTO SPALLA		SPALLA B		SPALLA A
SLE CH traffico	N [kN]	972		903
	M [kNm]	1230		912
SLE CH vento (folla favorevole)	N [kN]	698		708
	M [kNm]	791		600
SLU traffico	N [kN]	1402		1309
	M [kNm]	1121		898
	V [kN]	243		550
SLU vento (folla favorevole)	N [kN]	943		956
	M [kNm]	1068		810
	V [kN]	243		550
SIS	N [kN]	485		708
	M [kNm]	1137		1183
	V [kN]	365		676

Figura 24 – Sollecitazioni di progetto per la sezione di base della spalla

8.1 Verifiche strutturali delle elevazioni

8.1.1 Verifica del paraghiaia

La verifica del paraghiaia (sp. 20cm) è svolta attraverso un modello agli elementi finiti. Il modello descrive una piastra di altezza 1.17m e larghezza 2.90m (distanza fra i piani medi dei muri andatori).

La piastra è vincolata fuori dal piano dai muri andatori (vincolo di appoggio) e dal fusto (vincolo di incastro).

I carichi considerati sulla piastra sono il peso proprio, la spinta a riposo del terreno, la sovraspinta del carico accidentale sul terreno e la sovraspinta sismica di Wood.

I carichi sono stati combinati secondo quanto riportato al paragrafo §4.7.

La figura seguente mostra una vista del modello impiegato.

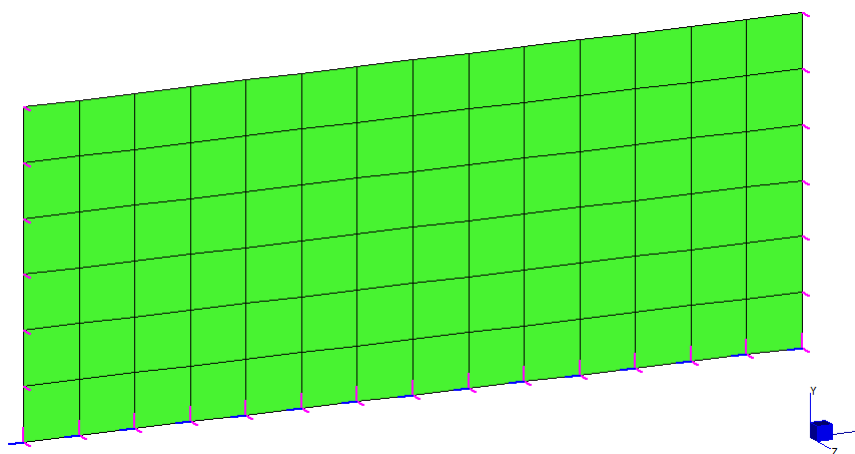


Figura 25 – Vista del modello di calcolo statica

Di seguito si riportano i risultati per le combinazioni SLE qp, SLE rara, SLU e SISMICA.

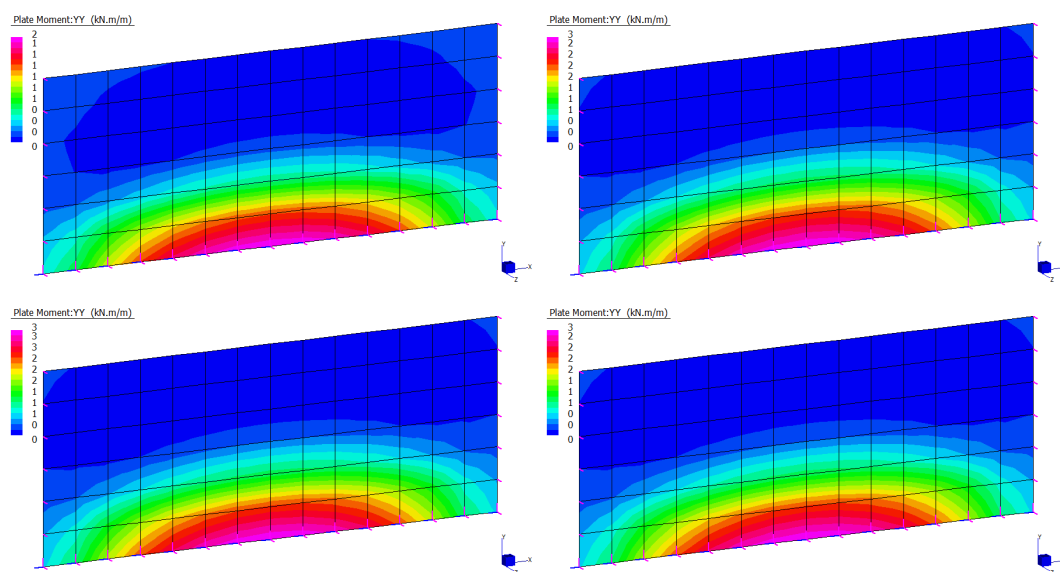


Figura 26 – Risultati dell'analisi: da in alto a sinistra, SLE qp, SLE rara, SLU, SIS

Il paraghiaia viene armato con (1+1)Ø12/20. Le sollecitazioni sull'elemento strutturale sono tali da poter essere trascurate ai fini della verifica.

8.1.2 Verifica dei muri andatori

La verifica dei muri andatori (sp. 40cm) è svolta attraverso un modello agli elementi finiti. Il modello descrive una piastra di altezza 3.96m e larghezza 2.90m.

La piastra è vincolata fuori dal piano dalla fondazione (vincolo di appoggio) e dal fusto (vincolo di incastro).

I carichi considerati sulla piastra sono il peso proprio, la spinta a riposo del terreno, la sovraspinta del carico accidentale sul terreno e la sovraspinta sismica di Wood.

I carichi sono stati combinati secondo quanto riportato al paragrafo §4.7.

La figura seguente mostra una vista del modello impiegato.

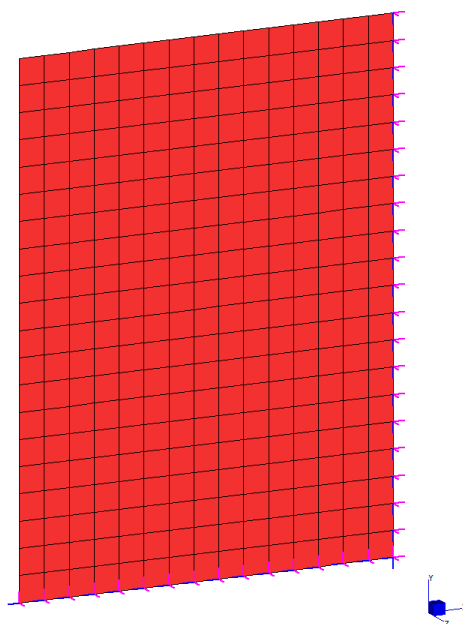


Figura 27 – Vista del modello di calcolo statica

Di seguito si riportano i risultati per le combinazioni SLE qp, SLE rara, SLU e SISMICA.

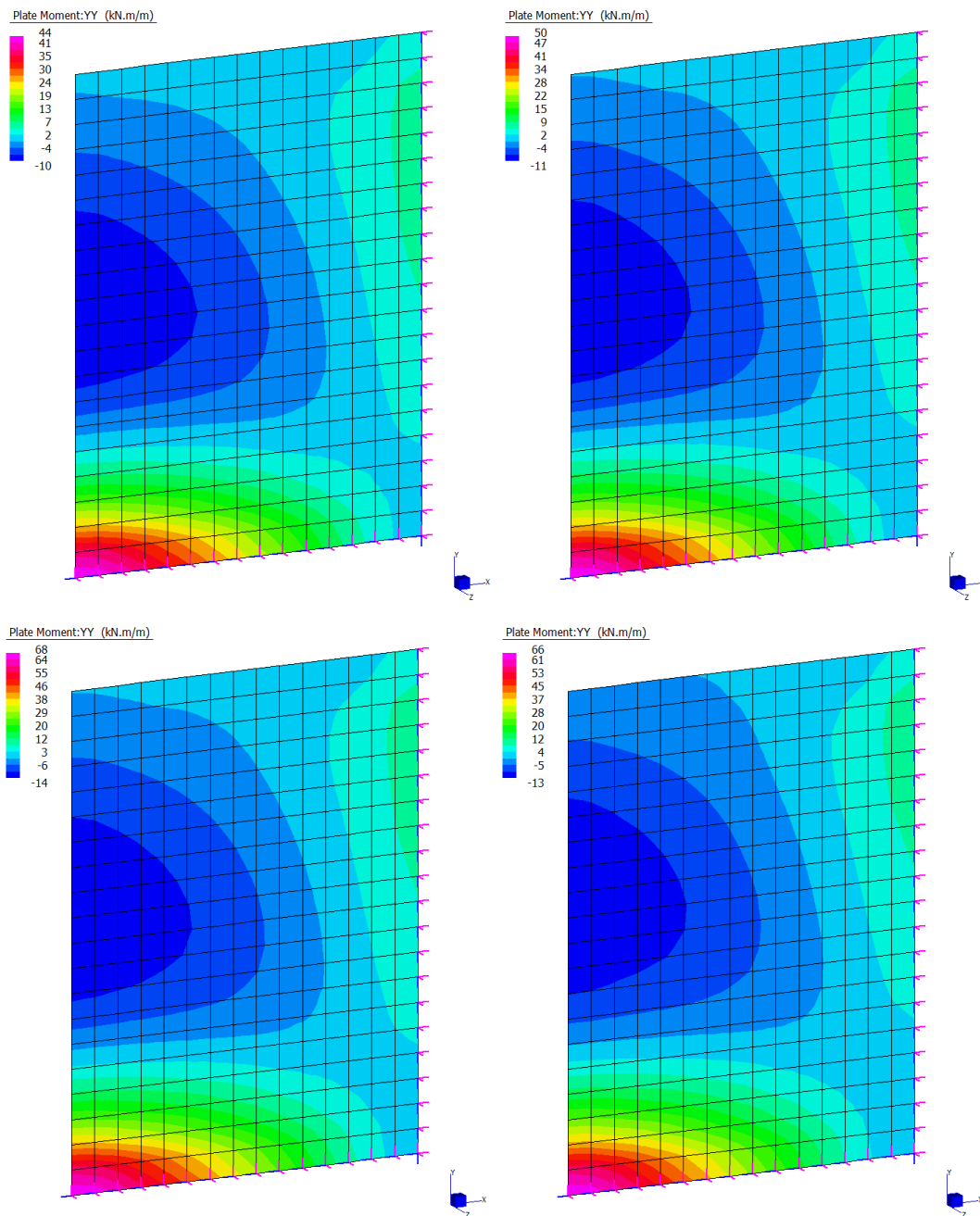


Figura 28 – Risultati dell'analisi – momento flettente verticale: da in alto a sinistra, SLE qp, SLE rara, SLU, SIS

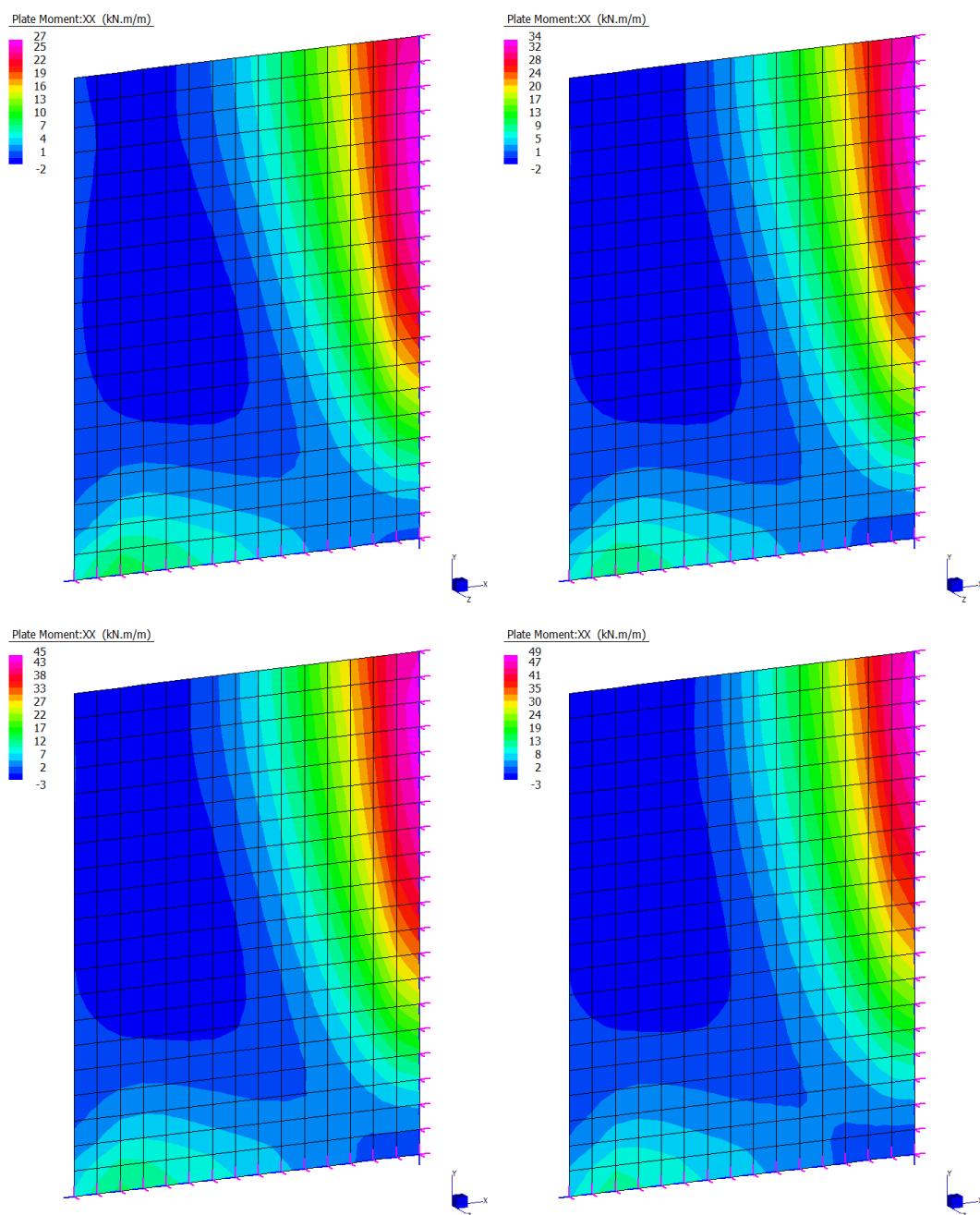


Figura 29 – Risultati dell'analisi – momento flettente orizzontale: da in alto a sinistra, SLE qp, SLE rara, SLU, SIS

Il taglio combinato di progetto (SLU) è pari a 101 kN/m.

Il muro andatore è armato con (1+1)Ø20/20 in direzione verticale e con (1+1)Ø14/20 in direzione orizzontale. Di seguito si riportano le verifiche strutturali.

Muri andatori - verticale

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-35.0	44.0	0
SLE Frequente	-35.0	50.0	0
SLE Rara	-35.0	50.0	0
SLU	-47.0	68.0	0.0
SLV	-35.0	66.0	101.0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione	
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm] 100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm] 40
Altezza utile della sezione	d [cm] 33
Area di calcestruzzo	A_c [cm ²] 4000

Armatura longitudinale tesa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	\varnothing [mm]	20	25	0
Posizione dal lembo est	c [cm]	7.5	15.2	0.0
Area strato	A_s [cm ²]	15.71	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.483%		

Armatura longitudinale compressa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	\varnothing [mm]	20	0	0
Posizione dal lembo est	c [cm]	7.5	0.0	0.0
Area strato	A_s [cm ²]	15.71	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.483%		

Armatura trasversale		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	\varnothing [mm]	0	0	0
Numero bracci	n_b	0	0	0
Passo	s_w [cm]	0	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A_{sw}/s_w [cm ² /m]	0.00	0.00	0.00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete	
Resistenza cubica a compressione	R_{ck} 40
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} [MPa] 32.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm} [MPa] 40.00
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm} [MPa] 3.02
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f_{ctk} [MPa] 2.12
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd} [MPa] 18.13
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f_{cd} [MPa] 9.49

Acciaio	
Resistenza di progetto a snervamento	f_{yd} [MPa] 391.30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ_c [MPa] 2.81	14.4
Calcestruzzo SLE Rara	σ_c [MPa] 3.19	19.2
Acciaio SLE Rara	σ_s [MPa] 99.11	360

Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w_d [mm] 0.000	0.20
Combinazione SLE Frequente	w_d [mm] 0.000	0.30

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto		V_{Sd} [kN]	101.0
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)		N_{Sd} [kN]	-35.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio			

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica		V_{Rd1} [kN]	177.66
Resistenza di progetto senza armatura specifica		V_{Rd1}/V_{Sd}	1.76
Coefficiente di sicurezza			

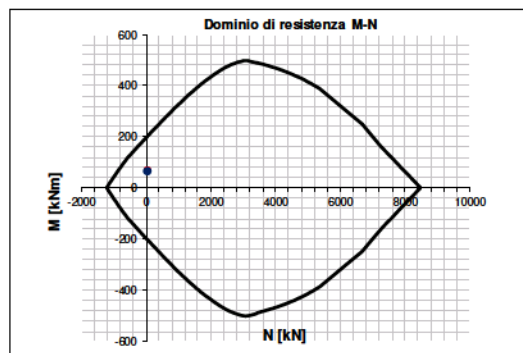
Verifica di resistenza dell'armatura specifica		$\cotan(\alpha)$	2.5
CoTan(α) di progetto		$V_{Rd2}(\alpha)$ [kN]	-
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cis		$V_{Rd3}(\alpha)$ [kN]	-
Resistenza a taglio dell'armatura		V_{Rd4} [kN]	-
Resistenza a taglio di progetto		V_{Rd} [kN]	-
Coefficiente di sicurezza		V_{Rd}/V_{Sd}	-

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

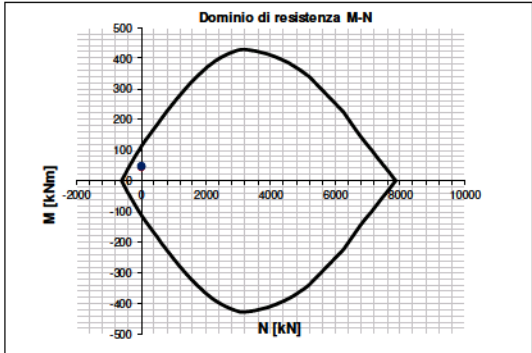
Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante		M_{Sd} [kNm]	68.0 / 66.0
Sforzo Normale concomitante		N_{Sd} [kN]	-47.0 / -35.0

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente		M_{Rd} [kNm]	204.1 / 202.5
Coefficiente di sicurezza		M_{Rd}/M_{Sd}	3.00 / 3.07

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente		N_{Rd} [kN]	- / -
Coefficiente di sicurezza		N_{Rd}/N_{Sd}	- / -



Muri andatori - orizzontale

INPUT					OUTPUT				
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA					VERIFICHE IN ESERCIZIO				
Combinazione	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]		Verifica Tensionale			σ limit	
SLE Quasi Permanente	0.0	27.0	0		Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ_c [MPa]	2.25	14.4	
SLE Frequente	0.0	34.0	0		Calcestruzzo SLE Rara	σ_c [MPa]	2.83	19.2	
SLE Rara	0.0	34.0	0		Acciaio SLE Rara	σ_s [MPa]	144.20	360	
SLU	0.0	45.0	0.0		Verifica di fessurazione			w limit	
SLV	0.0	49.0	101.0		Combinazione SLE Quasi permanente	w_d [mm]	0.000	0.20	
					Combinazione SLE Frequente	w_d [mm]	0.000	0.30	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.					VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO				
Geometria della sezione					Sollecitazioni di progetto				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100		Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V_{sd} [kN]	101.0		
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	40		Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N_{sd} [kN]	0.0		
Altezza utile della sezione		d [cm]	33		Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica				
Area di calcestruzzo		A_c [cm ²]	4000		Resistenza di progetto senza armatura specifica	V_{Rd1} [kN]	155.91		
					Coefficiente di sicurezza	V_{Rd1}/V_{sd}	1.54		
Armatura longitudinale tesa					Verifica di resistenza dell'armatura specifica				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	CoTan(q) di progetto	cotan(q)	2.5		
Numero Barre	n	5	0	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	$V_{Rd2}(q)$ [kN]	-		
Diametro	\varnothing [mm]	14	25	0	Resistenza a taglio dell'armatura	$V_{Rd3}(q)$ [kN]	-		
Posizione dal lembo est	c [cm]	6.7	15.2	0.0	Resistenza a taglio di progetto	V_{Rd} [kN]	-		
Area strato	A_s [cm ²]	7.70	0.00	0.00	Coefficiente di sicurezza	V_{Rd}/V_{sd}	-		
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.231%			VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE				
Armatura longitudinale compressa					Sollecitazioni di progetto				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO		SLU	SLV		
Numero Barre	n	5	0	0	Momento sollecitante	M_{sd} [kNm]	45.0	49.0	
Diametro	\varnothing [mm]	14	0	0	Sforzo Normale concomitante	N_{sd} [kN]	0.0	0.0	
Posizione dal lembo est	c [cm]	6.7	0.0	0.0	Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV	
Area strato	A_s [cm ²]	7.70	0.00	0.00	Momento resistente	M_{Rd} [kNm]	110.0	110.0	
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.231%			Coefficiente di sicurezza	M_{Rd}/M_{sd}	2.44	2.24	
Armatura trasversale					Verifica di resistenza in termini di sforzo normale				
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO		SLU	SLV		
Diametro	\varnothing [mm]	0	0	0	Sforzo normale resistente	N_{Rd} [kN]	-	-	
Numero bracci	n_b	0	0	0	Coefficiente di sicurezza	N_{Rd}/N_{sd}	-	-	
Passo	s_w [cm]	0	0	0	Domínio di resistenza M-N				
Inclinazione	α [deg]	90	90	90					
Area armatura a metro	A_{sw}/s_w [cm ² /m]	0.00	0.00	0.00					
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI									
Concrete									
Resistenza cubica a compressione		R_{ck}	40						
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f_{ck} [MPa]	32.00						
Resistenza cilindrica media a compressione		f_{cm} [MPa]	40.00						
Resistenza media a trazione per flessione		f_{ctm} [MPa]	3.02						
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f_{ctk} [MPa]	2.12						
Resistenza di progetto a compressione		f_{cd} [MPa]	18.13						
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f_{cd} [MPa]	9.49						
Acciaio									
Resistenza di progetto a snervamento		f_{yd} [MPa]	391.30						

8.1.3 Verifica della sezione di base

Di seguito si riportano le verifiche strutturali allo Stato Limite Ultimo e di Esercizio. Per ragione di sintesi, si riportano unicamente le verifiche svolte per la Spalla A perché maggiormente gravose.

La sezione di base della spalla è armata con $\varnothing 20/20$ su tutto il perimetro della sezione.

Dato il ridotto tasso di lavoro delle armature verticali del muro andatore nei confronti del momento di incastro fuori dal piano, non si considera una riduzione di resistenza delle stesse armature nella verifica globale della sezione di base.

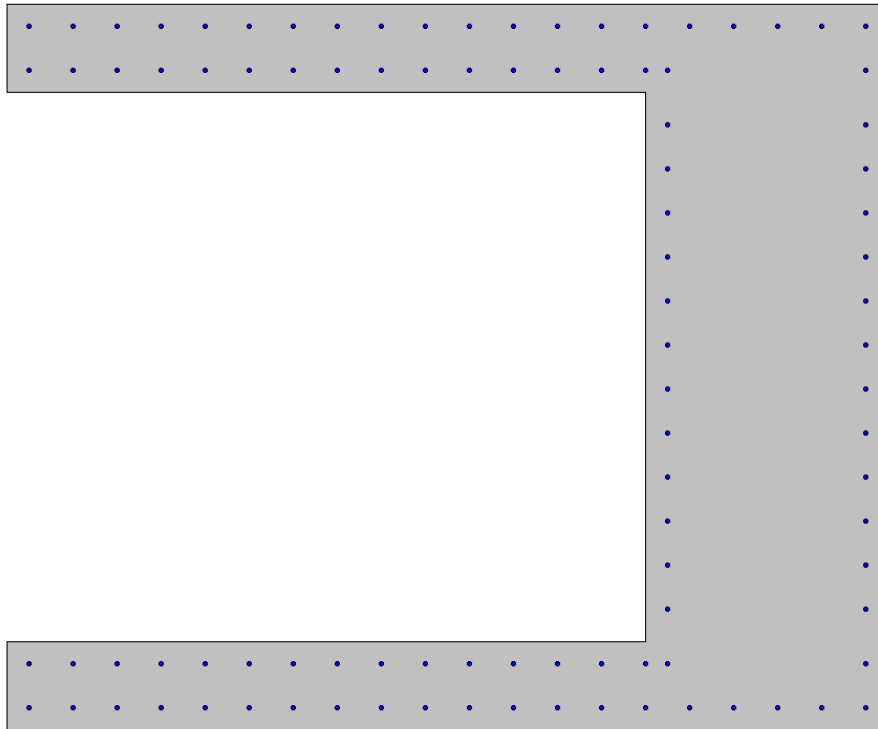
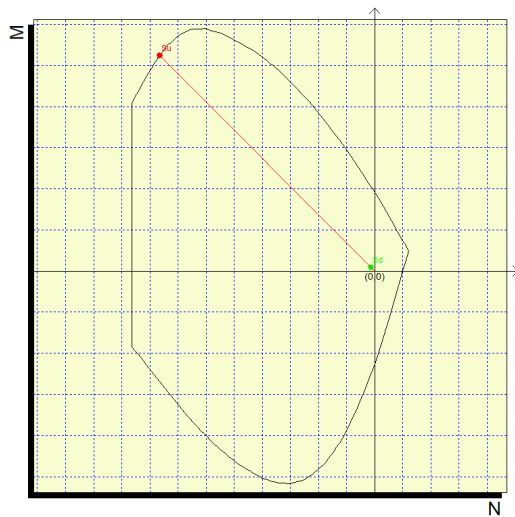
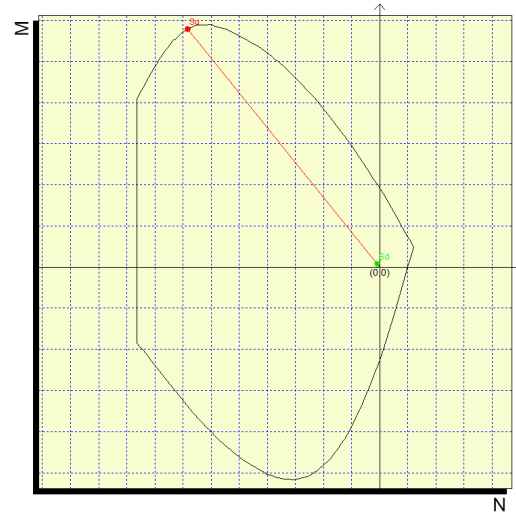


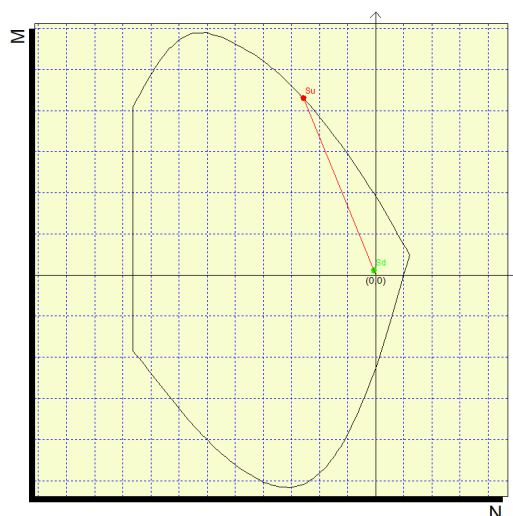
Figura 30 – Sezione di base della spalla



SLU traffico (c.s. = 22.9)



SLU vento (c.s. = 24.9)



SIS (c.s. = 16.8)

Figura 31 – Verifiche SLU: pressoflessione

La verifica a taglio è svolta considerando la sezione resistente dei due muri d'ala ($B = 0.8\text{m}$, $H = 2.90\text{m}$) armata con le armature orizzontali dei muri andatori ($1+1\text{Ø}14/20$). Il taglio di progetto è pari a 676 kN in condizione sismica.

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V_{Sd} [kN]	676.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N_{Sd} [kN]	0.0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V_{Rd1} [kN]	639.15
Coefficiente di sicurezza	V_{Rd1}/V_{Sd}	0.95

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

$CoTan(q)$ di progetto	$cotan(q)$	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	$V_{Rd2}(q)$ [kN]	6675
Resistenza a taglio dell'armatura	$V_{Rd3}(q)$ [kN]	3841
Resistenza a taglio di progetto	V_{Rd} [kN]	3841
Coefficiente di sicurezza	V_{Rd}/V_{Sd}	5.68

Figura 32 – Verifica SLU: taglio

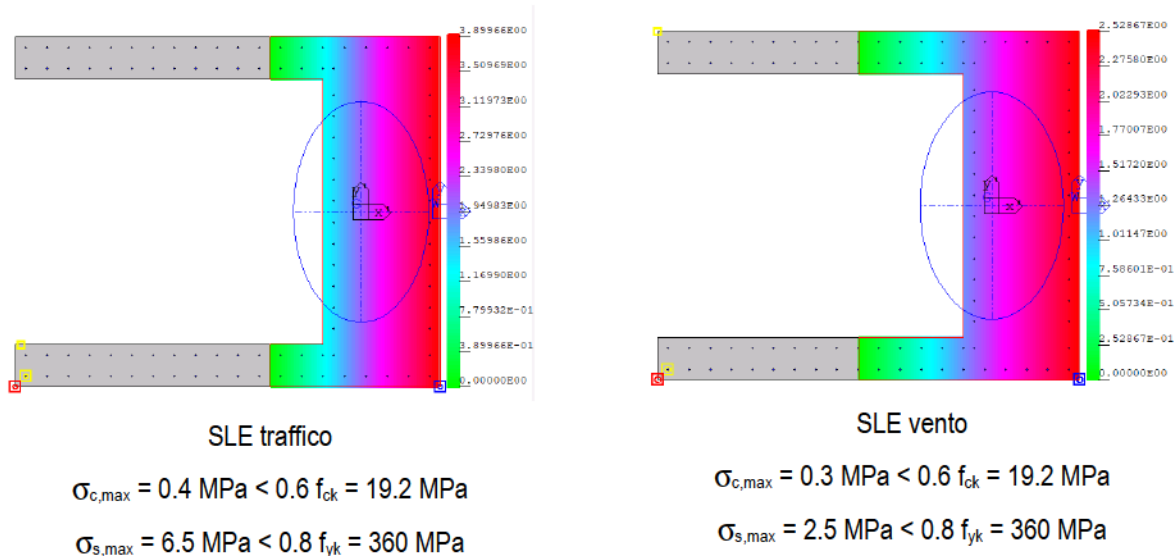


Figura 33 – Verifica SLE: limitazione delle tensioni

La verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta considerando i bassi tassi di lavoro raggiunti dalle armature in condizione SLE rara.

8.2 Verifica delle fondazioni

Sono di seguito presentati i calcoli relativi alle fondazioni delle pile secondo il seguente ordine:

- riepilogo delle azioni in fondazione e calcolo della pressione sul terreno;
- i calcoli e le verifiche di stabilità.

8.2.1 Calcolo della pressione sul terreno

La tabella seguente riassume i carichi agenti alla base della fondazione e le pressioni sul terreno calcolate riducendo le dimensioni della fondazione in relazione all'eccentricità del carico verticale.

FONDAZIONI		SPALLA B		SPALLA A
SLE CH traffico	N [kN]	1908		2126
	M [kNm]	1177		1179
	V [kN]	180		408
	e [m]	0.62		0.55
	σ_v [kPa]	172		184
SLE CH vento (folla favorevole)	N [kN]	1554		1851
	M [kNm]	738		867
	V [kN]	180		408
	e [m]	0.48		0.47
	σ_v [kPa]	127		151
SLU traffico	N [kN]	2576		2870
	M [kNm]	1870		1725
	V [kN]	243		550
	e [m]	0.73		0.60
	σ_v [kPa]	253		256
SLU vento (folla favorevole)	N [kN]	2098		2499
	M [kNm]	997		1171
	V [kN]	243		550
	e [m]	0.48		0.47
	σ_v [kPa]	172		204
SIS	N [kN]	1554		1851
	M [kNm]	1158		1716
	V [kN]	408		718
	e [m]	0.74		0.93
	σ_v [kPa]	155		216

Tabella 14 – Azioni di progetto per le fondazioni e pressioni sul terreno

La pressione sul terreno di riferimento alla condizione nominale risulta pari a 130-190 kPa, che risulta un valore indicativamente accettabile per materiali sabbiosi nel caso di formazione superficiale.

In confronto con la resistenza del substrato, si osserva che la coesione del materiale GST disturbato risulta di un ordine di grandezza superiore rispetto al carico agente.

8.2.2 Modalità di verifica

Per le modalità delle verifiche geotecniche della fondazione delle spalle si rimanda a quanto già descritto per le fondazioni delle pile (§7.2.2).

8.2.3 Verifica della fondazione

E' prevista una dimensione della fondazione delle spalle pari a 4x4m, ed un approfondimento minimo pari a 0.70m. La verifica risulta sotto riportata per la condizione più gravosa per ciascuna spalla. Le verifiche risultano soddisfatte in assenza di coesione per la condizione più gravosa allo SLU e valore di coesione media per la condizione simica.

VERIFICA FONDAZIONI SUPERFICIALI CONDIZIONI DRENATE-STR				VERIFICA FONDAZIONI SUPERFICIALI CONDIZIONI DRENATE-STR			
Caratteristiche del terreno				Coef.f.capacità portante			
Peso unità di volume	γ	[kN/m ³]	12.75	q_{totale}			8.93
Angolo d'attrito	ϕ'	[°]	34	N_c			41.06
Coesione	c'	[kPa]	0	N_c			42.16
Caratteristiche della fondazione				N_q			
Base	B	[m]	4	d_c			1.00
Profondità	L	[m]	4	d_q			1.05
Approfondimento	D	[m]	0.7	d_c			1.05
Carico laterale	q	[kPa]	0	f_b			1.41
Inclinazione piano posa	ϵ	[°]	0	r_i			1.59
Inclinazione terreno	ω	[°]	0	θ			0.00
Sollecitazioni in fondazione				m			
Azione assiale	N	[kN]	2870	i_r			0.58
Azione flettente	Mb	[kNm]	0	i_q			0.71
Azione tagliante	Tb	[kN]	0	i_c			0.70
Azione flettente	MI	[kNm]	1725	b_r			1.00
Azione tagliante	TI	[kN]	550	b_q			1.00
Risultante azioni taglianti	Ht	[kN]	550.0	b_c			1.00
eccentricità dir. B	eb	[m]	0	g_r			1.00
eccentricità dir. L	el	[m]	0.601045	g_q			1.00
Base equivalente	B'	[m]	4	g_c			1.00
Prof. equivalente	L'	[m]	2.797909	s_r			0.43
Note:	γ	$=\gamma \cdot (hw-D) + (\gamma-10) \cdot (B-(hw-D)) / B$		s_q			1.96
	hw=3m, D=0.7m; B=4m			s_c			2.00
Risultati capacità portante				Risultati capacità portante			
q lim	643.5	kPa		q lim	783.1	kPa	
Rd	7201.7	kN		Rd	7982.0	kN	
FS	2.5	-		FS	3.1	-	
Ed=N<Rd, verifica soddisfatta				Ed=N<Rd, verifica soddisfatta			
Risultati scorrimento				Risultati scorrimento			
Rd	1935.8	kN		Rd	1737.5	kN	
FS	3.5	-		FS	7.2	-	
Ed=Ht<Rd, verifica soddisfatta				Ed=Ht<Rd, verifica soddisfatta			
Verifica combinazione A1+M1+R1				Verifica combinazione A1+M1+R1			
Capacità portante			R3= 2.3 => verificata	Capacità portante			R3= 2.3 => verificata
Scorrimento			R3= 1.1 => verificata	Scorrimento			R3= 1.1 => verificata

Figura 34 – Verifica fondazione Spalle A e B. Condizione statica

VERIFICA FONDAZIONI SUPERFICIALI CONDIZIONI DRENATE-STR				VERIFICA FONDAZIONI SUPERFICIALI CONDIZIONI DRENATE-STR			
Caratteristiche del terreno				Coef.f.capacità portante			
Peso unità di volume	γ	[kN/m ³]	12.75	q_{totale}			8.93
Angolo d'attrito	ϕ'	[°]	34	N_c			37.59
Coesione	c'	[kPa]	5	N_c			42.16
Caratteristiche della fondazione				N_q			
Base	B	[m]	4	d_c			1.00
Profondità	L	[m]	4	d_q			1.05
Approfondimento	D	[m]	0.7	d_c			1.05
Carico laterale	q	[kPa]	0	f_b			1.35
Inclinazione piano posa	ϵ	[°]	0	r_i			1.65
Inclinazione terreno	ω	[°]	0	θ			0.00
Sollecitazioni in fondazione				m			
Azione assiale	N	[kN]	1851	i_r			0.29
Azione flettente	Mb	[kNm]	0	i_q			0.46
Azione tagliante	Tb	[kN]	0	i_c			0.44
Azione flettente	MI	[kNm]	1716	b_r			1.00
Azione tagliante	TI	[kN]	718	b_q			1.00
Risultante azioni taglianti	Ht	[kN]	718.0	b_c			1.00
eccentricità dir. B	eb	[m]	0	g_r			1.00
eccentricità dir. L	el	[m]	0.927066	g_q			1.00
Base equivalente	B'	[m]	4	g_c			1.00
Prof. equivalente	L'	[m]	2.145867	s_r			0.25
Note:				s_q			2.28
				s_c			2.30
Risultati capacità portante				Risultati capacità portante			
q lim	580.0	kPa		q lim	808.2	kPa	
Rd	4978.1	kN		Rd	8113.3	kN	
FS	2.7	-		FS	5.2	-	
Ed=N<Rd, verifica soddisfatta				Ed=N<Rd, verifica soddisfatta			
Risultati scorrimento				Risultati scorrimento			
Rd	1291.4	kN		Rd	1098.4	kN	
FS	1.8	-		FS	2.7	-	
Ed=Ht<Rd, verifica soddisfatta				Ed=Ht<Rd, verifica soddisfatta			
Verifica combinazione A1+M1+R3				Verifica combinazione A1+M1+R3			
Capacità portante			R3= 2.3 => verificata	Capacità portante			R3= 2.3 => verificata
Scorrimento			R3= 1.1 => verificata	Scorrimento			R3= 1.1 => verificata

Figura 35 – Verifica fondazione Spalle A e B. Condizione sismica

In termini di deformazione, la stima dei cedimenti condotta attraverso il metodo di Poulos e Davis (1974), con le ipotesi seguenti:

- strato deformabile al di sotto della fondazione pari a 2.7+3m, modulo di riferimento 40MPa;
- al di sotto presenza di uno strato di potenza pari a 10m di marna, con modulo 1650 MPa / 2.0=825 MPa.

Il valore di cedimento risulta pari a 1.17cm. I valori ricavati sono considerati ammissibili.