

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 4 - Dallo svincolo n. 8 "Francofonte" (compreso) allo svincolo della "Ragusana"(escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA898**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

	Dott. Ing. N. Granieri	Dott. Ing. M. Abram
	Dott. Ing. F. Durastanti	Dott. Ing. F. Pambianco
	Dott. Ing. V. Truffini	Dott. Ing. M. Briganti Botta
	Dott. Arch. A. Bracchini	Dott. Ing. L. Gagliardini
	Dott. Ing. L. Nani	Dott. Geol. G. Cerquiglini

MANDANTI:

	Dott. Ing. G. Guiducci	Dott. Ing. G. Lucibello
	Dott. Ing. A. Signorelli	Dott. Arch. G. Guastella
	Dott. Ing. E. Moscatelli	Dott. Geol. M. Leonardi
	Dott. Ing. A. Bela	Dott. Ing. G. Parente
	Dott. Arch. E. A. E. Crimi	Dott. Ing. L. Ragnacci
	Dott. Ing. M. Panfili	Dott. Arch. A. Strati
	Dott. Arch. P. Ghirelli	Archeol. M.G. Liseno
	Dott. Ing. D. Pelle	
	Dott. Ing. D. Carlacchini	Dott. Ing. F. Aloe
	Dott. Ing. S. Sacconi	Dott. Ing. A. Salvemini
	Dott. Ing. C. Consorti	
	Dott. Ing. V. Rotisciani	Dott. Ing. G. Verini Supplizi
	Dott. Ing. G. Pulli	Dott. Ing. V. Piunno
	Dott. Ing. F. Macchioni	Geom. C. Sugaroni
	Dott. Ing. P. Agnello	

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini

Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:

LOTTO 4 CAVALCAVIA CAVALCAVIA AL KM 2+703 RELAZIONE DI CALCOLO DELLE SPALLE

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T04CV01STRRE02C		
L O 4 0 8 Z	E	2 1 0 1	CODICE ELAB. T 0 4 C V 0 1 S T R R E 0 2	C	-
C	REVISIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA		NOV 2021	M. BOTTA	F. DURASTANTI
B	EMISSIONE		SET.2021	M. BOTTA	F. DURASTANTI
A	EMISSIONE		GIU 2021	M. BOTTA	F. DURASTANTI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO
					APPROVATO

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

INDICE

INDICE	1
1. GENERALITA'	4
1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.2 UNITÀ DI MISURA	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
3.1 STRUTTURE IN CLS.....	8
3.1.1.1 Calcestruzzo C32/40.....	8
3.1.1.2 Armatura B450C.....	8
4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	9
4.1 STRATIGRAFIA DI PROGETTO.....	9
5. ANALISI DEI CARICHI	9
5.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)	9
5.2 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO.....	9
5.3 SPINTE DEL TERRENO SULLE SPALLE	10
5.3.1 Spinta a riposo del terreno.....	11
5.3.2 Spinta a riposo da sovraccarichi.....	11
5.3.3 Azione di frenamento sul paraghiaia.....	11
5.4 AZIONI SISMICHE (Q6)	12
5.4.1 Spinta dei terreni in presenza di sisma - Metodo di Wood.....	13
5.5 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI.....	15
6. COMBINAZIONI DI CARICO	16
6.1 GRUPPI DI CARICO	16
6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE	17
6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU	18
6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE.....	18
7. MODELLI DI CALCOLO E METODO DI ANALISI	19
7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO.....	23
8. CRITERI GENERALI DI VERIFICA	24
8.1 VERIFICHE A FLESSIONE	24
8.2 VERIFICHE A TAGLIO	24
8.3 VERIFICHE IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE).....	25
8.3.1.1 Verifica di limitazione delle tensioni di esercizio	25
8.3.1.2 Verifica di fessurazione	25
9. RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE - PILA	26
9.1 SOLLECITAZIONI NEL FUSTO.....	27
9.2 PALI DI FONDAZIONE	31
9.2.1 Calcolo delle sollecitazioni agenti.....	31
9.2.2 Verifiche di portanza verticale.....	34
9.2.3 Verifiche di portanza orizzontale.....	36

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

9.2.4	Calcolo dei cedimenti in condizioni di esercizio.....	37
9.2.5	Verifiche strutturali	37
9.3	PLINTO	38
10.	RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE – SPALLE	38
10.1	SOLLECITAZIONI NEI MURI PARAGHIAIA	40
10.1.1	Inviluppo combinazioni SLU/SLV	40
10.1.2	Inviluppo combinazioni rare (SLE).....	41
10.2	SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE.....	42
10.2.1	Inviluppo combinazioni SLU/SLV	42
10.2.2	Inviluppo combinazioni rare (SLE).....	43
10.3	REAZIONI NEI PALI.....	44
10.3.1	Inviluppo combinazioni SLU/SLV	44
10.3.2	Inviluppo combinazioni rare (SLE).....	45
10.4	VERIFICHE ALLO SLU.....	46
10.4.1	Verifiche a flessione.....	46
10.4.2	Verifiche a taglio	47
10.5	VERIFICHE ALLO SLE	50
10.6	PALI DI FONDAZIONE	51
10.6.1	Verifiche di portanza verticale.....	51
10.6.2	Verifiche di portanza orizzontale.....	53
10.6.3	Calcolo dei cedimenti in condizioni di esercizio.....	55
10.6.4	Verifiche strutturali	56
11.	ADDENDUM – VARIAZIONE CARATTERISTICHE ISOLATORI – VALUTAZIONE COMPORAMENTO GLOBALE	57
11.1	INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA.....	57
11.2	ANALISI STRUTTURALE	58
11.2.1	Analisi "Upper Bound"	59
11.2.1.1	Periodo di vibrazione	59
11.2.1.2	Reazioni orizzontali baggioli (SLC).....	60
11.2.1.3	Spiccato e fondazioni pile	61
11.2.1.4	Spiccato paramento e fondazione spalla.....	63
11.2.2	Analisi "Lower Bound"	64
11.2.2.1	Periodo di vibrazione	64
11.2.2.2	Escursione ai giunti	64
11.3	CONCLUSIONI.....	66
11.3.1	Reazioni sui baggioli	66
11.3.2	Sollecitazioni su spalla e relativi pali	66
11.3.3	Sollecitazioni pila	66
11.3.3.1	Fusto pila	66
11.3.3.2	Platea.....	67
11.3.3.3	Pali	67
11.3.4	Spostamenti ai giunti.....	68
12.	TERRE RINFORZATE	69
12.1	ELEMENTI DI RINFORZO - TERRAMESH SYSTEM	69
12.2	REQUISITI RICHIESTI PER IL RILEVATO STRUTTURALE.....	70

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

12.3	PIETRAME.....	70
12.4	ISTRUZIONI OPERATIVE PER LA REALIZZAZIONE DEL RILEVATO STRUTTURALE	71
12.4.1	Posa degli elementi di rinforzo	71
12.4.2	Compattazione.....	72
12.4.3	Condizioni climatiche	72
12.4.4	Eventuali rilevati di prova	72
12.4.5	Prove di controllo	73
12.5	CONDIZIONI DI CARICO VERIFICATE.....	73
12.6	COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI.....	74
12.7	METODO DI CALCOLO.....	75
12.7.1	Generazione delle superfici di rottura	79
12.7.2	Carichi dinamici dovuti a forze di natura sismiche.....	80

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

1. GENERALITA'

Nell'ambito dei lavori di ammodernamento dell'Itinerario Ragusa-Catania e nello specifico, del collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 di "Chiaromonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della "Ragusana", è prevista la realizzazione del Cavalcavia CV01 (al km 10+753 ex lotto 7).

La presente relazione ha per oggetto la verifica delle sottostrutture (spalle, pile e relative fondazioni), mentre, per quanto concerne la verifica dell'impalcato, si rimanda a specifico elaborato.

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'impalcato del cavalcavia CV01 è costituito da una campata continua su due luci, avente luce in asse appoggi pari a 29.5 m, per una lunghezza complessiva di 59 m.

La sezione trasversale dell'impalcato presenta una larghezza complessiva di 8.5 m, con cordoli di 0.75 m per lato e pavimentazione di ampiezza pari a 7.0 m.

L'impalcato è a struttura mista in acciaio – calcestruzzo ed è costituito da due travi longitudinali principali saldate di altezza costante e pari a 1.4 m, poste a 3.0 m di interasse in direzione trasversale rispetto a una trave di spina centrale di altezza costante costituita da un profilo HE450A.

La soletta in calcestruzzo è sagomata a schiena d'asino ed è gettata su predalles tralicciate. Il pacchetto complessivo soletta + predalles presenta uno spessore pari a 0.26 m. I cordoli laterali hanno, invece, spessore pari a 0.44 m

Le sottostrutture sono costituite da due spalle e una pila fondate su fondazioni profonde.

Ciascuna spalla è costituita da un solettone di fondazione di spessore pari ad 1.2m realizzato su pali $\phi 800$ aventi lunghezza pari a 20 m.

La spalla è completata da muro paraghiaia trasversale aventi spessore pari a 0.50 m nella parte bassa e 0.35 m nella parte alta. Lateralmente sono, infine, presenti due muretti paraghiaia longitudinali di spessore pari a 0.30 m.

Le pile presentano un fusto a sezione piena di larghezza pari ad 8.20, spessore variabile da 1.0 m alle estremità a 0.60 m al centro, e con altezza totale del fusto pari a 7.25 m. La pila è fondata su un plinto a 8 pali $\Phi 800$, di spessore 1.2 m e dimensioni 8.6 m x 3.8 m. I pali sono disposti su due file con interasse longitudinale e trasversale pari ad 2.4 m.

Il viadotto è dotato di un sistema di isolamento sismico dell'impalcato mediante dispositivi elastomerico a nucleo di piombo aventi stessa rigidezza in direzione longitudinale e trasversale. Gli scarichi trasmessi da tali dispositivi ad entrambe le spalle sono pressochè identici.

Nelle figure seguenti si riporta lo stralcio planimetrico dell'opera in esame e le sezioni longitudinali e trasversali delle sottostrutture. Si rimanda agli elaborati grafici per maggiori dettagli.

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

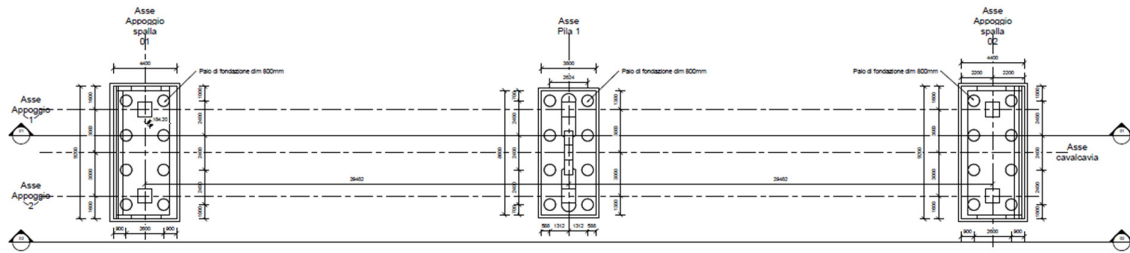


Figura 1 – Pianta fondazioni

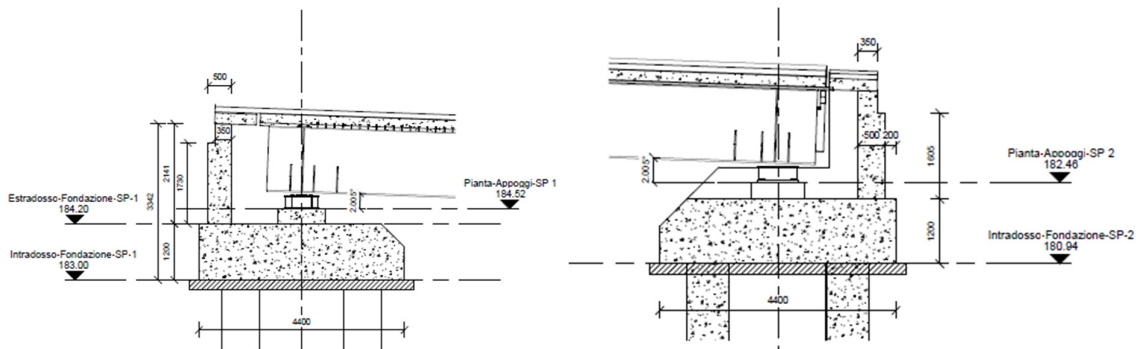


Figura 2 – Sezioni longitudinali spalle

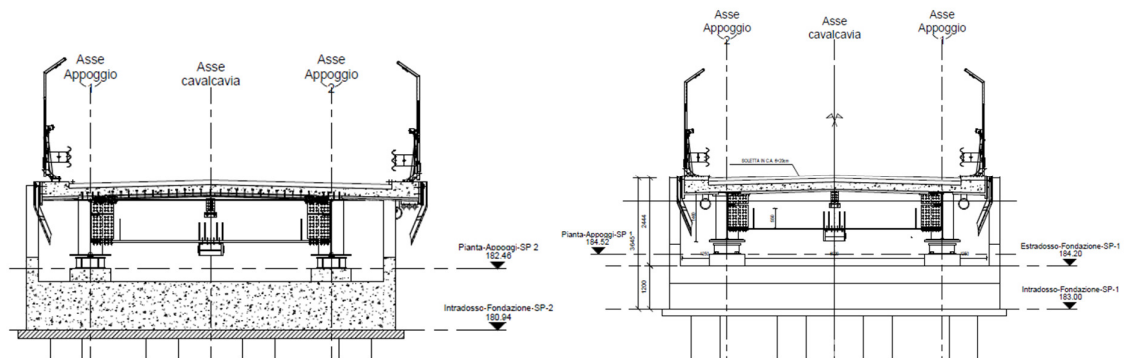


Figura 3 – Sezioni trasversali spalle

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

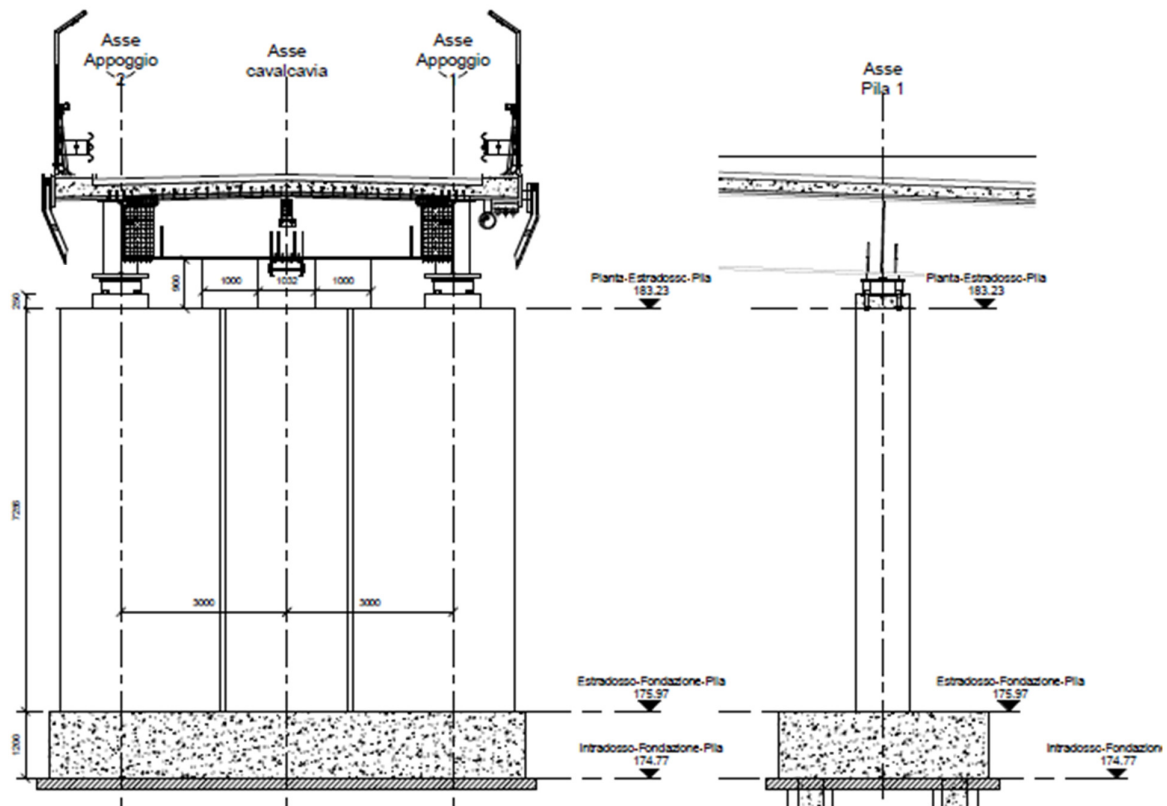


Figura 4 – Sezione longitudinale e trasversale pila

L'opera è progettata per una vita nominale di 50 anni e ricade in classe d'uso IV.

1.2 UNITÀ DI MISURA

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze ⇒ m, mm
- per i carichi ⇒ kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ MPa

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

- D.M. 14/01/2008.
Norme tecniche per le costruzioni (NTC).
- Circolare n. 617 del 02/02/2009.
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.
- UNI EN1993 -1-1.
EUROCODICE 3, parte 1.3. Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1993 -1-5.
EUROCODICE 3, Parte 1.5. Progettazione delle strutture in acciaio. Elementi strutturali a lastra.
- UNI EN1993 -1- 8.
EUROCODICE 3, Parte 1.8. Progettazione delle strutture in acciaio. Progettazione dei collegamenti.
- UNI EN1993-1-9.
EUROCODICE 3. Parte 1.9. Progettazione delle strutture in acciaio. Fatica.
- UNI EN1993 -1-2.
EUROCODICE 3. Parte 2. Progettazione delle strutture in acciaio. Ponti di acciaio.
- UNI EN1994 -1-1.
EUROCODICE 4. Parte 1.1. Progettazione delle strutture composte acciaio- cls. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1994 -2.
EUROCODICE 4. Parte 2. Progettazione delle strutture composte acciaio- cls. Regole generali e regole per i ponti.
- CNR-UNI 10011/97.
Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- CNR 10030/87.
Anime irrigidite di travi a parete piena.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai materiali specificati di seguito. Per i controlli si fa riferimento a quanto previsto dal DM 14/01/2008

3.1 STRUTTURE IN CLS

3.1.1.1 Calcestruzzo C32/40

- | | |
|--|--|
| • $R_{ck} = 40$ MPa | resistenza caratteristica cubica a 28 giorni |
| • $f_{ck} = 32$ MPa | resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni |
| • $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40$ MPa | resistenza cilindrica valore medio |
| • $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02$ MPa | resistenza media a trazione semplice (assiale) |
| • $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.12$ MPa | resistenza caratteristica a trazione |
| • $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346$ MPa | modulo elastico |
| • $\gamma = 25.0$ kN/m ³ | peso per unità di volume |

Resistenze di progetto allo SLU

- | | |
|---|---------------------------------------|
| • $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.1$ MPa; $\gamma_c = 1.50$ | resistenza di progetto a compressione |
| • $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.50$ MPa | resistenza di progetto a trazione |

Resistenze di progetto allo SLE

- | | |
|---|--|
| • $\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.2$ MPa | tensione limite in combinazione (rara) |
| • $\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4$ MPa | tensione limite in comb. quasi permanente |
| • $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52$ MPa | tensione limite di fessurazione (trazione) |

3.1.1.2 Armatura B450C

- | | |
|----------------------|--|
| • $f_{yk} = 450$ MPa | resistenza caratteristica di snervamento |
| • $f_{tk} = 540$ MPa | resistenza caratteristica a rottura |
| • $E_s = 210000$ MPa | modulo elastico |

Resistenza di progetto allo SLU

- | | |
|---|---------------------------------------|
| • $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ MPa; $\gamma_s = 1.15$ | resistenza di progetto a compressione |
|---|---------------------------------------|

Resistenza di progetto allo SLE

- | | |
|--|--|
| • $\sigma_{s,r} = 0.80 \cdot f_{yk} = 360$ MPa | tensione limite in combinazione (rara) |
|--|--|

4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

4.1 STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Secondo i risultati della caratterizzazione geotecnica e sismica del terreno in oggetto, la stratigrafia di progetto utilizzata per la definizione delle curve di capacità portanti dei pali di fondazione è la seguente:

SPALLE					
Unità geotecniche		z	γ	c'	ϕ'
		[m da p.c.]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]
Qa	Argille	0÷18	18	10	22
Qc(a)	Sabbia/Calcareniti	18÷30	18	0	38

PILA					
Unità geotecniche		z	γ	c'	ϕ'
		[m da p.c.]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]
Qa	Argille	0÷14	18	10	22
Qc(a)	Sabbia/Calcareniti	14÷30	18	0	38

Per ulteriori dettagli sulle unità geotecniche interessate, si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale.

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)

I pesi propri strutturali sono stati valutati considerando un peso specifico del calcestruzzo pari a 25 kN/mc.

5.2 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

L'analisi dei carichi della struttura di impalcato è dettagliatamente descritta nella specifica relazione di calcolo. Di seguito si riporta un breve riepilogo delle azioni considerate.

- Pesì propri della carpenteria in acciaio (G1.1), della soletta (G1.2) e dei cordoli (G1.3)
- Carichi permanenti portati (G2)
 - Pavimentazione (G2.1)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

- Guard Rail con reti di protezione (G2.2)
- Velette (G2.3)
- Elementi di completamento (impianti, reti) (G2.4)
- Ritiro del calcestruzzo (E2.1)
- Viscosità del calcestruzzo (E2.2)
- Variazione termica (E3)
- Azioni variabili da traffico (Q1)
- Azione di frenamento ed avviamento (Q3)
- Azione del vento (Q5)

Sul modello di calcolo delle spalle vengono applicate le risultanti massime delle azioni verticali e orizzontali (longitudinali in direzione x e trasversali in direzione y) in condizioni statiche allo SLE in combinazione caratteristica (SLE-R) e allo SLU e in combinazione sismica allo SLV.

SCARICHI MASSIMI SULLE SPALLE			
Combinazione	Vx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]
SLE-R	135	80	1540
SLU	180	115	2100
SLV	410	400	545

Le azioni trasmesse alla pila sono ottenute direttamente dal modello di calcolo completo dell'opera e sono riepilogati in uno specifico paragrafo della Relazione di Calcolo di impalcato dell'opera in oggetto.

5.3 SPINTE DEL TERRENO SULLE SPALLE

Considerato la configurazione della sottostruttura in oggetto, le spinte dei terreni risultano agenti sulle spalle e sui piedritti, mentre sulla superficie orizzontale del plinto grava il peso verticale del terreno tra i piedritti. Per tale terreno, si assumono le caratteristiche convenzionali dei rilevati stradali:

Unità	γ [kN/m³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
Rilevato stradale	20	0	35

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

5.3.1 Spinta a riposo del terreno

In condizioni statiche si assume che sui piedritti la spinta orizzontale dei terreni agisca in condizioni di riposo. Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione (Jaky, 1948):

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 35^\circ = 0.426$$

dove φ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfiacco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z , e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono:

$$\sigma(z) = \gamma z K_0$$

5.3.2 Spinta a riposo da sovraccarichi

La spinta dovuta ai sovraccarichi in quanto applicati sulla superficie esterna del terreno di rinfiacco è calcolata, secondo un'espressione del tipo:

$$\sigma = q K_0$$

Nel caso in esame, si considerano gli effetti dei sovraccarichi permanenti (pavimentazione, pari a 2.4 kN/m²) e accidentali, assunti convenzionalmente pari a 20 kPa.

Tali spinte sono quindi pari a:

$$\sigma_{G2.1} = q K_0 = 2.4 \cdot 0.426 = 1.02 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{Qik} = q K_0 = 20 \cdot 0.426 = 8.53 \text{ kPa}$$

5.3.3 Azione di frenamento sul paraghiaia

Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti. Solo per il calcolo dei muri paraghiaia si deve, invece, considerare un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia), di valore caratteristico pari al 60% del carico asse Q1k. Pertanto, si considerea un carico orizzontale di 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN.

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

5.4 AZIONI SISMICHE (Q6)

Il viadotto in oggetto è progettato per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso IV ai sensi del D. Min. 14/01/2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$.

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} .

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_c^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

- Vita nominale V_N = 50 anni;
- Classe d'uso = IV;
- Coefficiente d'uso C_u = 2.0;
- Periodo di riferimento V_R = 100 anni;
- $T_{R,SLV}$ = 949 anni;
- $a_{g,SLV}$ = **0.388 g**;
- $F_{0,SLV}$ = **2.329**;
- $T_{c,SLV}^*$ = **0.474 s**.

Tabella 1 - Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T_c^*) per sito di riferimento

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0.077	2.488	0.274
SLD	101	0.110	2.324	0.303
SLV	949	0.388	2.329	0.474
SLC	1950	0.547	2.334	0.532

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è infine costruito a partire dai parametri seguenti.

- Categoria di suolo = C
- Categoria topografica = T1;
- S_s , fattore stratigrafico = 1.16;
- S_T , fattore topografico = 1.00;
- C_c , fattore correttivo del periodo T_c^* = 1.34.

Si riportano nell'immagine seguente, a titolo di riferimento, gli *spettri elastici allo SLV* in accelerazione in direzione orizzontale e verticale.

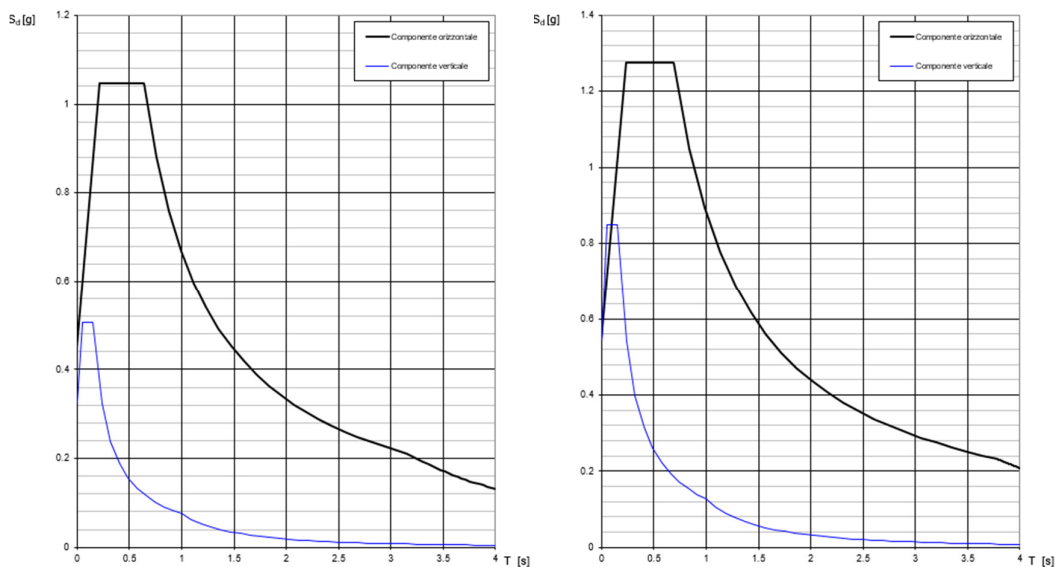


Figura 5 – Spettri elastici in accelerazione ($q = 1$) allo SLV e allo SLC

Il calcolo sismico delle spalle viene effettuato con un il metodo pseudostatico. In accordo con quanto riportato al p.to 7.9.5.6.1 delle NTC2008 Lo spostamento associato alle spinte del terreno si deve poter sviluppare senza che la spalla collassi.

Questo requisito si ritiene soddisfatto se la spalla è in grado di sopportare le sollecitazioni sismiche derivanti dalle forze di inerzia e dalle spinte del terreno (vedi paragrafo successivo) incrementate del 30%.

5.4.1 Spinta dei terreni in presenza di sisma - Metodo di Wood

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Wood. La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente: detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e θ l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a:

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove, in assenza di falda:

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .
Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da:

$$\Delta S = A \cdot S' - S$$

dove il coefficiente A vale:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cdot \cos\theta}$$

Il calcolo della spinta in condizioni sismiche è stato effettuato con la formula di Wood, generalmente adoperato in caso di pareti rigide e terreno lontano da condizioni limite. Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno, da applicare a metà altezza del muro, può essere calcolato come:

$$\Delta S_E = \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \cdot \gamma \cdot H^2$$

in cui in assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

- $a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$
- S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica e topografica, rispettivamente attraverso i coefficienti S_S e S_T valutati, nel caso in esame, al paragrafo precedente;
- H è l'altezza sulla quale agisce la spinta.

Il software di calcolo valuta inoltre le forze di inerzia orizzontale e verticale secondo il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k , così come prescritto dalle norme nel paragrafo relativo al calcolo delle forze sismiche per i muri di sostegno [NTC – 7.11.6.2]. Le forze sismiche sono quindi ottenute come:

$$F_{i,h} = k_h \cdot W$$

$$F_{i,v} = \pm k_v \cdot W$$

essendo W il peso del muro, del terreno soprastante la zattera di fondazione a monte del muro e degli eventuali sovraccarichi. Tali forze vengono applicate nel baricentro dei pesi.

Nelle verifiche allo SLU, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 1.0 \cdot 0.449$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.225$$

dove:

- a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, espressa in m/s^2 ;
- g è l'accelerazione di gravità;
- β_m è un coefficiente che, per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, assume valore unitario.

Per quanto riguarda la determinazione dei pesi sismici (ossia le masse della struttura che, soggette ad accelerazioni del terremoto, generano le forze di inerzia sismiche), la normativa prescrive di determinarli sommando ai carichi permanenti G_1 e G_2 le azioni variabili Q_k ridotte mediante il coefficiente di combinazione dell'azione variabile $\psi_{2,i}$ che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sulla struttura in occasione del sisma. Tali masse (terreni e strutture) vengono accelerate orizzontalmente e verticalmente mediante i coefficienti k_h e k_v .

5.5 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI

Secondo le indicazioni del D.M.14/01/2008 nel calcolo delle spalle, delle fondazioni, degli apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

Le resistenze parassite dei vincoli sono pertanto valutate, per la spalla mobile, in corrispondenza di ciascun apparecchio di appoggio mobile in misura pari al 3% della somma degli scarichi verticali permanenti:

- $F_a = 0.03 \times V_G$.

dove con V_G si intende lo scarico verticale sugli appoggi per effetto dei pesi propri e dei carichi permanenti.

Nella tabella seguente sono riportati i valori calcolati per ogni sottostruttura:

	S1	P1	S2
G [kN]	545	2250	545
F_a [kN]	16	68	16

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

6. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate sono stabilite in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 del D.M.14/01/2008.

6.1 GRUPPI DI CARICO

Nella tabella seguente, in accordo a quanto specificato in tabella 5.1.3.14 del D.M. 14/01/2008, sono esplicitati i gruppi di carico considerati per i carichi accidentali da traffico.

Tabella 2 – Valori caratteristici delle azioni da traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carichi verticali
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

Coerentemente nel seguito si fa riferimento ai gruppi di azioni da traffico 1, 2a e 2b.

6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE

Si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza e i coefficienti di combinazione di seguito riportati.

Tabella 3 – Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU

		Coefficiente	EQU [Ⓜ]	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali [Ⓜ] g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni 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 [Ⓜ]	1,00 [Ⓜ]	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{e2} , γ_{e3} , γ_{e4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

[Ⓜ] Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

[Ⓜ] Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

[Ⓜ] 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

[Ⓜ] 1,20 per effetti locali

Tabella 4 – Coefficienti di combinazione

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
	5	0,0	0,0	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

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche strutturali dell'impalcato agli SLU.

L'espressione per le combinazioni di verifica strutturali (A1 - STR) è:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Mentre quella per le combinazioni sotto SISMA o ECCEZIONALI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabella 5 - Coefficienti nelle combinazioni di carico agli SLU

Combinazione	G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5	Q6	q9
A1 STR	Gr.1	1.35	1.35	0	1.2	0.9	1.35	0	0.9	0	0
	Gr.2a	1.35	1.35	0	1.2	0.9	0	1.35	0.9	0	0
	Gr.2b	1.35	1.35	0	1.2	0.9	0	1.35	0.9	0	0
	Q5	1.35	1.35	0	1.2	0.9	1.35ψ ₀ ^(*)	0	1.5	0	0
	E3	1.35	1.35	0	1.2	1.5	1.35ψ ₀ ^(*)	0	0.9	0	0
SISMA	SLV Z	1	1	0	1	0.5	0	0	0	1	0
ECCEZIONALE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0	1

(*) per schema di carico 1, ψ₀ = 0.75 per i carichi tandem e ψ₀ = 0.40 per i carichi distribuiti

Le sollecitazioni sismiche derivanti dalle forze di inerzia e dalle spinte del terreno (vedi paragrafo successivo) vengono incrementate del 30% in accordo con quanto riportato al paragrafo 5.4.

6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le combinazioni di carico rilevanti agli SLE.

L'espressione per le combinazioni di verifica RARE è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica QUASI PERMANENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabella 6 - Combinazioni agli SLE

Combinazione	G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5
RARA	Gr.1	1	1	0	1	0.6	1	0	0.6
	Gr.2a	1	1	0	1	0.6	0	1	0.6
	Gr.2b	1	1	0	1	0.6	0	1	0.6
	Q5	1	1	1	1	0.6	ψ ₀	0	1
	E3	1	1	1	1	1	ψ ₀	0	0
FREQUENTE	Gr.1	1	1	0	1	0.5	0.75	0	0
	Gr.2a	1	1	0	1	0.5	0.75 ψ ₀	0.75	0
	Q5	1	1	0	1	0.5	0	0	0.2
	E3	1	1	0	1	0.6	0	0	0.2
QUASI PERMANENTE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0

(*) per schema di carico 1, ψ₀ = ψ₁ = 0.75 per i carichi tandem e ψ₀ = ψ₁ = 0.40 per i carichi distribuiti

7. MODELLI DI CALCOLO E METODO DI ANALISI

Il modello di calcolo globale è realizzato mediante elementi monodimensionali rappresentati:

- delle travi longitudinali a sezione composta;
- dei traversi intermedi;
- dei traversi di testata in parete piena;
- Elementi di trave simulanti la soletta, disposti in direzione trasversale per modellare correttamente la ripartizione trasversale dei carichi accidentali.
- della pila.

Nel modello sono utilizzate le seguenti condizioni di vincolo:

- bracci rigidi tra l'estradosso (asse) delle travi e l'intradosso;
- rilascio dei momenti trasversali di estremità negli elementi di soletta;
- elastic link in corrispondenza degli isolatori su pila e spalle;
- vincoli fissi in corrispondenza delle spalle e della base pila.

Tale modello è stato utilizzato per dedurre le sollecitazioni di progetto in condizioni statiche e sismiche (SLV) agenti sulla pila centrale. Inoltre, sono stati dedotti gli scarichi agenti in testa alle spalle (cfr. paragrafo 5.2), che sono stati poi applicati sullo specifico modello di calcolo descritto nel paragrafo successivo.

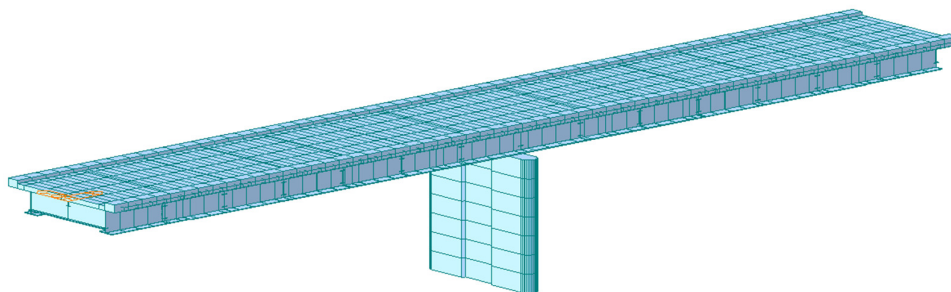


Figura 6 –Modello FEM vista estrusa

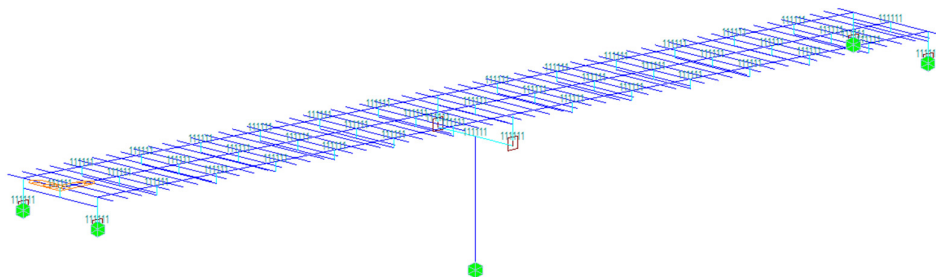


Figura 7 – Modello FEM vista wireframe

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

Il modello che viene implementato per la verifica delle spalle è quello relativo alla spalla S1 dell'opera. Le analisi e le verifiche nel seguito riportate possono essere estese in maniera analoga anche all'altra spalla, le cui verifiche saranno sicuramente verificate con margini di sicurezza non inferiori.

Per determinare le sollecitazioni negli elementi che compongono la spalla è stato implementato un opportuno modello di calcolo tridimensionale agli elementi finiti mediante il programma di calcolo *MIDAS CIVIL 2021*. Il solettone di fondazione, i setti verticali, il pulvino e i muri paraghiaia sono stati modellati mediante elementi shell di opportuno spessore.

Il riferimento di assi globali (*GCS-X,Y,Z*) è orientato come segue:

- X = asse longitudinale (parallelo all'asse stradale);
- Y = asse trasversale (ortogonale all'asse stradale);
- Z = asse verticale.

Le azioni sono applicate agli elementi bidimensionali costituenti il modello come pressioni per unità di superficie in conformità con quanto descritto precedentemente. Gli scarichi dall'impalcato sono applicati come forze nodali, simulando mediante un braccio rigido l'eccentricità verticale tra l'estradosso fondazione e la quota appoggi.

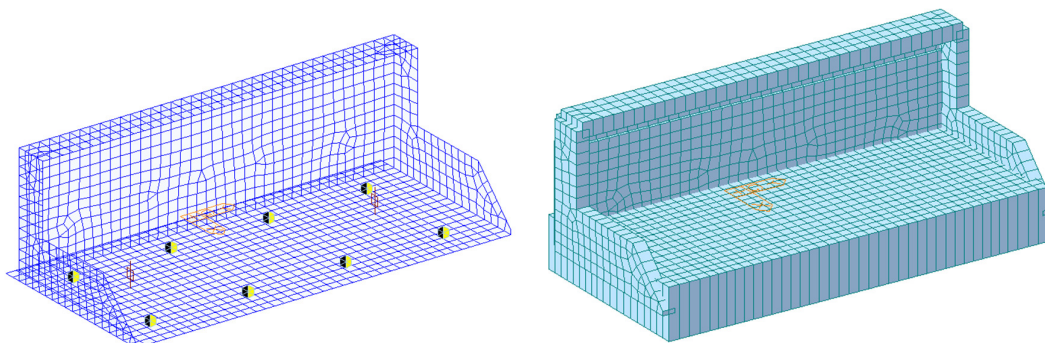


Figura 8 – Modello di calcolo (vista wireframe e vista estrusa)

Il modello è vincolato alla base in corrispondenza di ciascun palo mediante vincoli puntuali elastici (point spring supports) ai quali è stata assegnata rigidità verticale e orizzontale coerente con l'inquadramento geotecnico riportato al paragrafo 4.

In particolare, per la rigidità verticale si è assunto un valore $K_v = 215000 \text{ kN/m}$, circa pari alla rigidità estensionale del micropalo $K_v = EA/L$.

Il valore della rigidità orizzontale assegnata ai due vincoli elastici disposti secondo le due direzioni principali ortogonali, è stato desunto considerando il palo elastico immerso in un sottosuolo elastico schematizzato come mezzo alla Winkler. La reazione del terreno, quindi, è assimilata ad un letto di molle di rigidità K_h , stimata mediante la trattazione di *Reese e Matlock*.

La forza orizzontale applicata in testa al palo è stata derivata dall'analisi sismica considerando delle condizioni di spinta attiva.

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

Nella pratica per terreni uniformi si considera K_h costante con la profondità (terreni argillosi sovraconsolidati) e K_h linearmente crescente con la profondità secondo l'espressione di *Reese e Matlock* (1956):

$$K_h = n_h \frac{z}{d}$$

dove d è il diametro del palo e z la profondità

I coefficienti di reazione orizzontale utilizzati per i due strati di terreno interessati dai pali sono ottenuti da letteratura:

Unità QA $k_h = 2500 \text{ kN/m}^3$

Unità Qc(a) $k_h = 5000 \text{ kN/m}^3$

Applicando una forza unitaria alla schematizzazione del complesso palo-terreno appena descritta e leggendo lo spostamento atteso in testa al palo, è possibile ricavare la rigidezza orizzontale da assegnare ai vincoli orizzontali nel modello di calcolo tridimensionale come segue:

$$K_H = F/s = 1/0.041 = 24.64 \text{ kN/mm}$$

Tale metodo consente anche di ricavare il valore del momento flettente in testa al palo. Nel caso in esame, il rapporto momento/taglio ($\alpha=M/V$) applicato in testa risulta pari a circa 2.80.

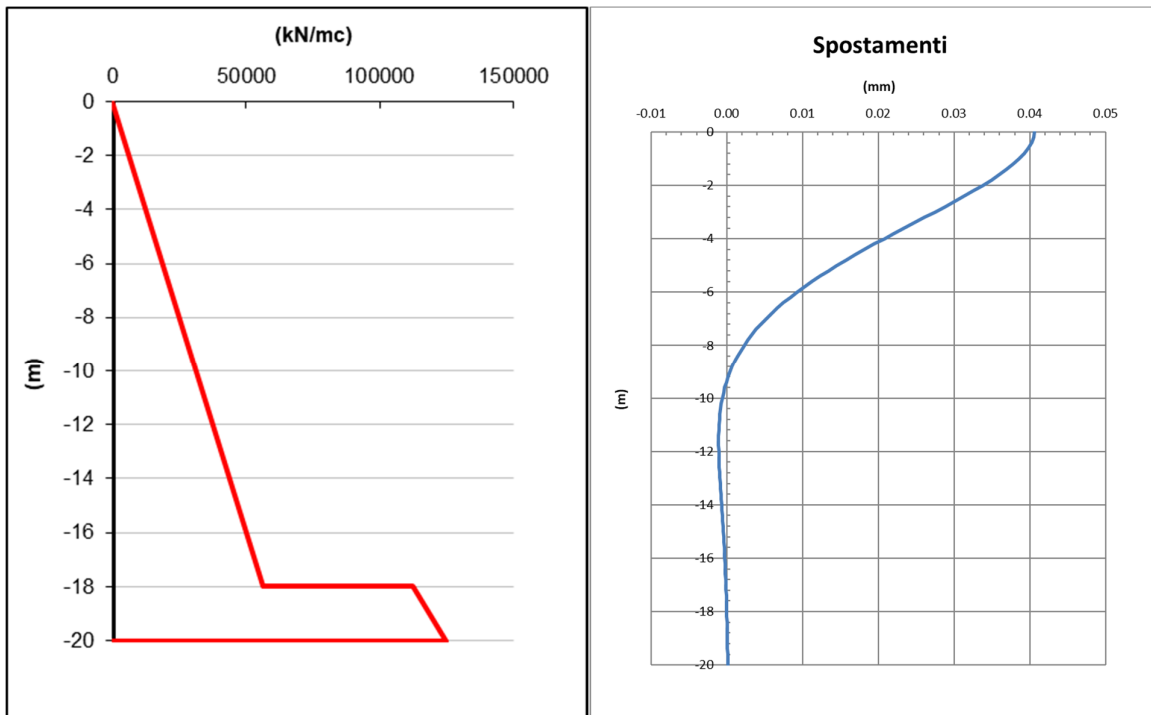


Figura 9 – Rigidezza e spostamenti palo/terreno

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

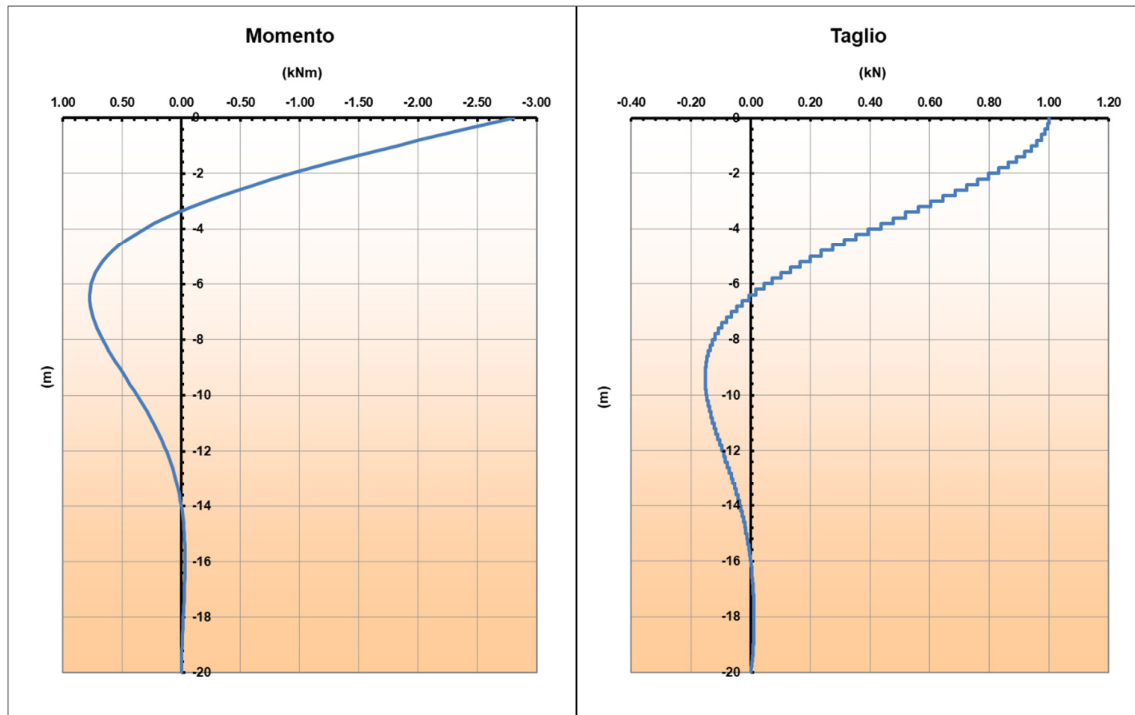


Figura 10 – Diagrammi unitari delle sollecitazioni lungo il palo

7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Nell'ambito del presente paragrafo si riporta una descrizione delle caratteristiche dei software utilizzati per l'effettuazione delle analisi e verifiche strutturali esposte ai precedenti paragrafi.

Nello specifico, l'analisi del comportamento globale delle strutture d'impalcato è stato effettuato con l'ausilio del software **MIDAS/CIVIL 2021**, distribuito in Italia dalla **CSPFea** (Padova).

Per l'esecuzione di verifiche di sezioni in cemento armato si è invece utilizzato il software **PresFle+**, prodotto e distribuito dalla **Concrete srl** (Padova).

Infine si è ricorso a fogli di calcolo elettronici auto-prodotti, per l'automatizzazione di ulteriori verifiche effettuate quali elementi in acciaio e/o elementi strutturali secondari.

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software impiegati ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore dei software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Le stesse società produttrici hanno verificato l'affidabilità e la robustezza dei codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati sono contenuti in apposita documentazione fornita a corredo dell'acquisto del prodotto, che per brevità espositiva si omette di allegare al presente documento.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni esposte nel documento sono state inoltre sottoposte a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali, che per brevità espositiva si omette dall'allegare al presente documento.

Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto sopra, Il Progettista dichiara pertanto che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, validando conseguentemente i risultati dei calcoli esposti nella presente relazione.

8. CRITERI GENERALI DI VERIFICA

8.1 VERIFICHE A FLESSIONE

Le verifiche di resistenza delle sollecitazioni di flessione sono effettuate determinando il valore del minimo momento resistente M_{Rd} , tra quelli ottenuti a sforzo assiale costante ed a eccentricità costante, e controllando che sia maggiore del massimo momento sollecitante M_{Ed} :

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Si evidenzia che il momento resistente è determinato tramite il programma di calcolo "PresFle" della Concrete.

8.2 VERIFICHE A TAGLIO

Per la verifica di resistenza allo SLU con riferimento alle sollecitazioni taglianti deve risultare:

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

In accordo con le NTC, il taglio V_{Ed} non dovrebbe essere pari a quello risultante dalle analisi in virtù del criterio di gerarchia delle resistenze tra elementi strutturali trasverso-piedritto (assimilabili a dei comuni elementi trave-pilastro). Tuttavia le sollecitazioni determinate in condizioni sismiche non sono dimensionanti per la struttura; questo vuol dire che la condizione per il calcolo del taglio sollecitante in condizioni di plasticizzazione alle estremità delle solette, non è rappresentativa per la struttura esaminata.

[NTC – 4.1.2.1.3.1] La resistenza a taglio in assenza di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove:

- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0.02$;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.02 f_{cd}$;
- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

[NTC – 4.1.2.1.3.2] In presenza di armatura resistente a taglio, il taglio resistente V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} .

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha \quad V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

in cui:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm);
- 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, pari a $0.5 f_{cd}$;

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

- α è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- θ è l'inclinazione della biella di calcestruzzo compressa.

8.3 VERIFICHE IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE)

8.3.1.1 Verifica di limitazione delle tensioni di esercizio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica;
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_s < 0.8 f_{yk}$ per combinazione caratteristica.

8.3.1.2 Verifica di fessurazione

Si svolgono le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure, verificando che il valore di apertura delle fessure rispetti i valori limite di apertura prescritti dalla normativa, a seconda dell'elemento strutturale da verificare, ovvero delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature ai fenomeni di corrosione.

Per la soletta in calcestruzzo armato, i limiti di apertura delle fessure sono scelti, a partire dalla classe di esposizione del calcestruzzo, considerando condizioni ambientali aggressive e armature poco sensibili ai fenomeni di corrosione. In accordo con la Tabella 4.2.IV del D.M. 14/01/2008, i valori limiti di apertura delle fessure sono:

- $w_1 = 0.2$ mm per combinazione dei carichi quasi permanente;
- $w_2 = 0.3$ mm per combinazione dei carichi frequente.

9. RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE – PILA

Le sollecitazioni di verifica della pila sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio. Per il calcolo di tali azioni ci si è serviti di modelli di calcolo implementati nel software *Midas Civil 2021* e schematizzanti la geometria degli impalcati e delle sottostrutture e le condizioni di vincolo adottate.

Le pile presentano un fusto a sezione piena di larghezza pari ad 8.20, spessore variabile da 1.0 m alle estremità a 0.60 m al centro, e con altezza totale del fusto pari a 7.25 m. La pila è fondata su un plinto a 8 pali $\Phi 800$, di spessore 1.2 m e dimensioni 8.6 m x 3.8 m. I pali sono disposti su due file con interasse longitudinale e trasversale pari ad 2.4 m.

Nei seguenti paragrafi si riportano i diagrammi di sollecitazioni della pila in esame e le relative verifiche in condizioni ultime e di esercizio. Le sollecitazioni sono espresse secondo gli assi locali degli elementi monodimensionali, secondo la seguente convenzione:

- F_x = sforzo normale (espresso in kN);
- M_y = momento longitudinale (kNm);
- M_z = momento trasversale (kNm);
- S_z = taglio longitudinale (kN);
- S_y = taglio trasversale (kN).

Il fusto è armato alla base con un quantitativo di armatura longitudinale $\Phi 24/15$ lungo il perimetro esterno, come rappresentato nella figura seguente.

I domini di resistenza M-N e i coefficienti di sicurezza a pressoflessione sono ottenuti attraverso il software commerciale PresFle+ distribuito dalla Concrete. Tale armatura viene ridotta al di fuori della zona critica dell'elemento strutturale.

Il valore dei tagli resistenti è stato ricavato attraverso un apposito foglio di calcolo realizzato in accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 4.1.2.1.3.2, assumendo un'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo pari a circa 27° ($\text{ctg}\theta=2$) e considerando la sezione trasversale armata a taglio con armatura con barre $\phi 14/40 \times 40$ in direzione longitudinale e con barre $\phi 20/15$ in direzione trasversale e considerando, cautelativamente, una sezione rettangolare equivalente di dimensioni $B \times H$ 8.20x0.60 in direzione longitudinale e 0.60x8.20 in direzione trasversale.

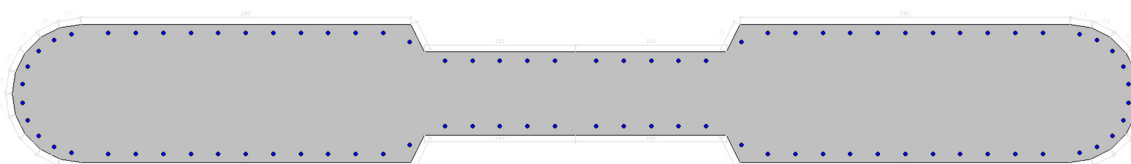


Figura 11 – Sezione trasversale pila

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

9.1 SOLLECITAZIONI NEL FUSTO

Nel seguente paragrafo si riportano gli involuppi delle sollecitazioni e le tabelle riepilogative di verifiche a quota spiccato pila (estradosso plinto) per le combinazioni di carico allo SLU e le relative verifiche di resistenza a pressoflessione e taglio.

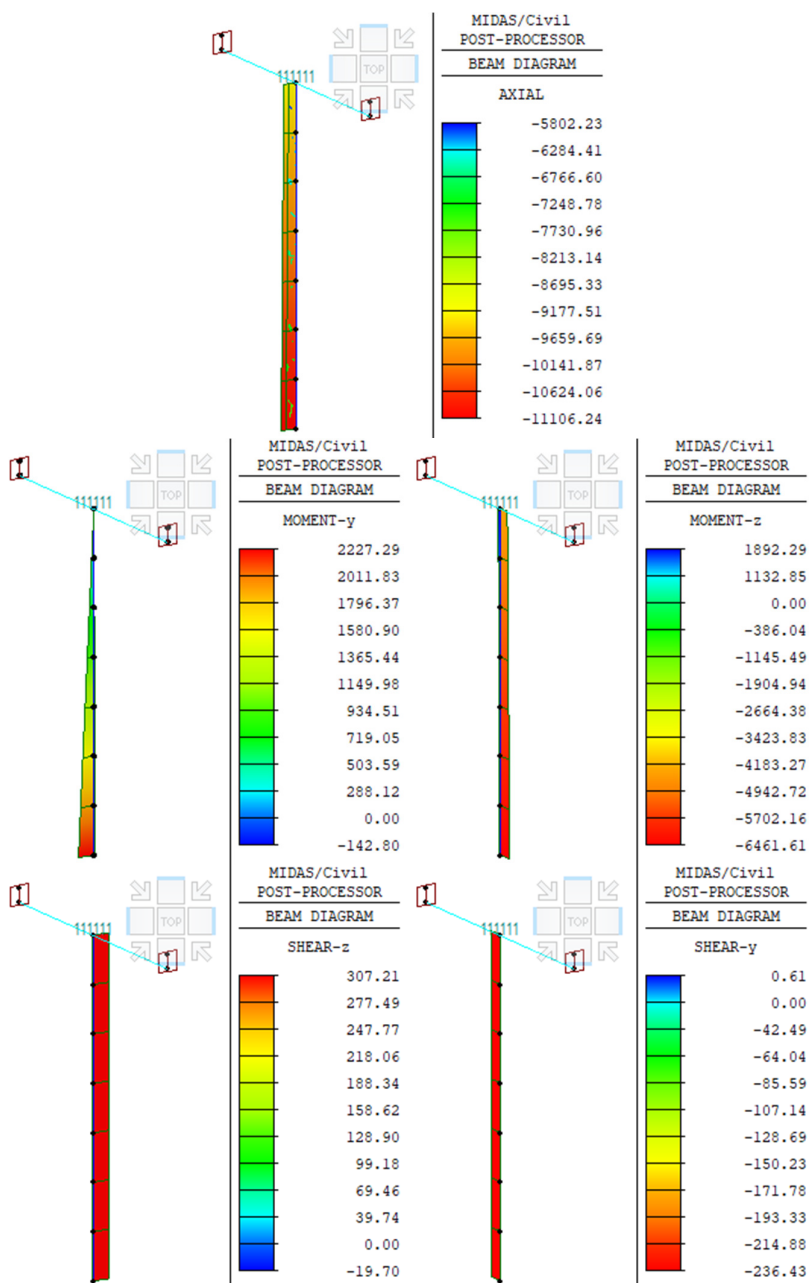


Figura 12 – Involuppo sollecitazioni SLU (sforzo normale, momenti e tagli)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

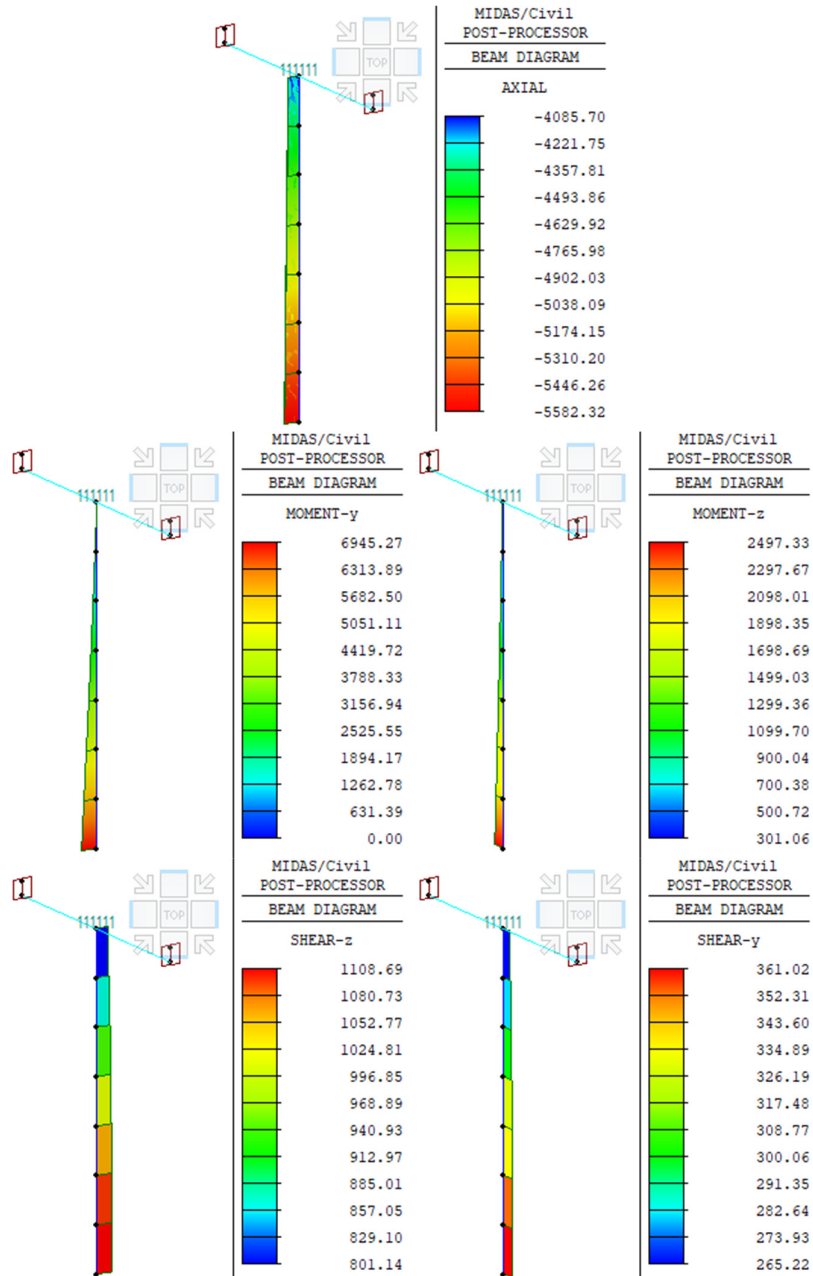


Figura 13 – Involuppo sollecitazioni SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez (sforzo normale, momenti e tagli)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

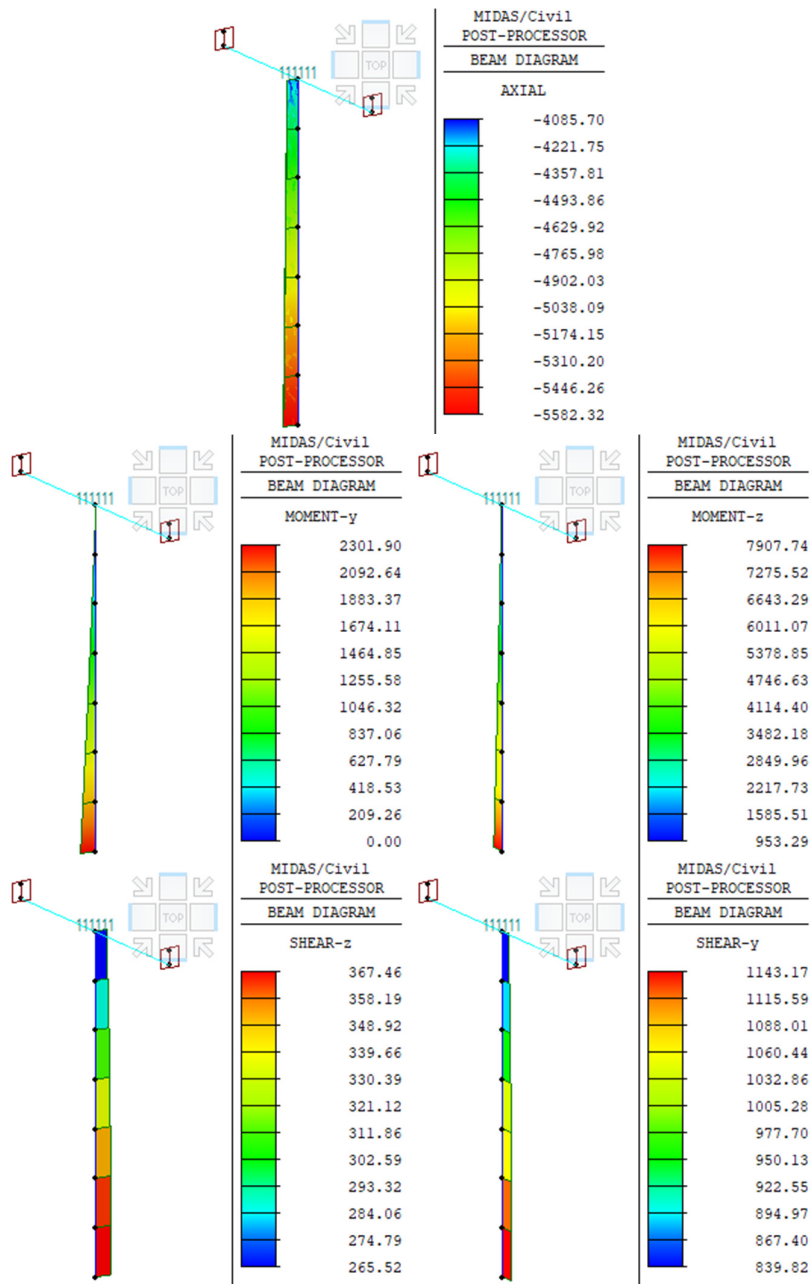


Figura 14 – Involuppo sollecitazioni SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez (sforzo normale, momenti e tagli)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

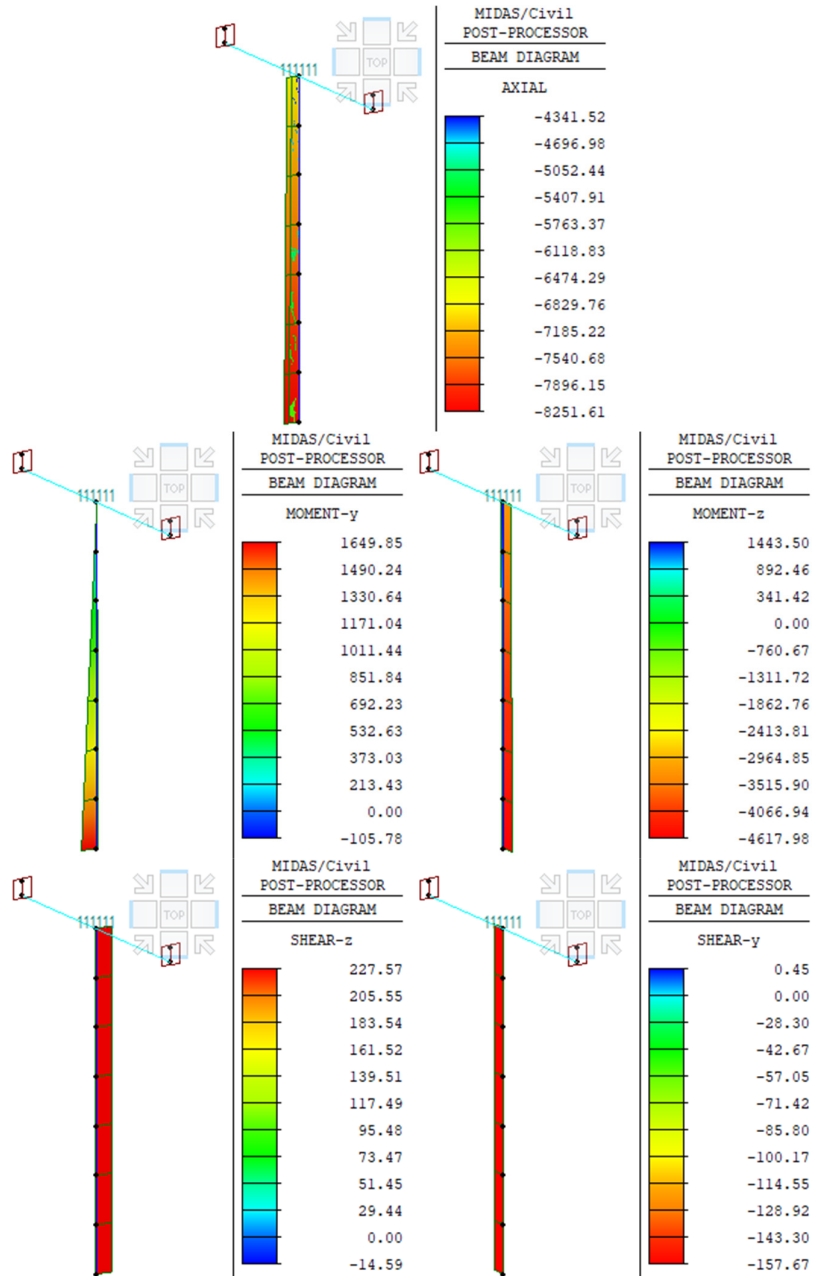


Figura 15 – Involuppo sollecitazioni SLE-R (sforzo normale, momenti e tagli)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

Nella tabella seguente si riportano le verifiche di resistenza per le condizioni più gravose e, successivamente, le verifiche in esercizio di limitazione delle tensioni e fessurazione.

Tabella 7 – Riepilogo delle verifiche a pressoflessione e taglio (pila)

VERIFICHE PILA SLU								
Combinazione	N [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]	F.S.	VL [kN]	VT [kN]	(F.S.)L	(F.S.)T
SLU_A1 E3(max)	-7702	86	1264	15.3	12	0	>100	-
SLU_A1 E3(min)	-9751	-86	-2239	12.1	-12	0	>100	>100
SLU_A1 Q5s(max)	-7766	0	-1243	15.2	0	-177	-	>100
SLU_A1 Q5s(min)	-7956	0	-1243	14.8	0	-177	-	>100
SLU_A1_Gr1(max)	-7766	143	182	15.2	20	-235	>100	>100
SLU_A1_Gr1(min)	-11106	-143	-6462	10.6	-20	-236	>100	>100
SLU_A1_Gr2a(max)	-7766	2227	-1009	4.3	307	-235	10.4	>100
SLU_A1_Gr2a(min)	-9687	2055	-4512	4.6	283	-236	11.2	>100
SLV-Ex+0,3Ey+0,3Ez	-5582	6945	2497	1.3	1545	610	2.1	41.8
SLV-0,3Ex+Ey+0,3Ez	-5582	2302	7908	3.5	639	2032	5.0	12.5
SLV-0,3Ex+0,3Ey+Ez	-4823	2134	2401	3.9	639	610	5.0	41.8

Tabella 8 – Riepilogo delle verifiche in condizioni di esercizio (pila)

VERIFICHE PILA SLE								
Combinazione	N [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]	LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO				FESSUR.
				$\sigma_{c,min}$ [MPa]	F.S.	$ \sigma_s _{max}$ [MPa]	F.S.	w_k [MPa]
SLS_RA_Gr1(max)	-12390	1988	978	-3.42	5.3	-3.4	>100	-
SLS_RA_Gr1(min)	-15950	1988	-13414	-4.9	3.7	-4.9	73.5	-
SLS_RA_Gr2a(max)	-12230	1988	-861	-3.39	5.3	-3.4	>100	-
SLS_RA_Gr2a(min)	-14107	1988	-8298	-4.24	4.2	-4.2	84.9	-
SLS_RA_Gr2b(max)	-12224	1988	-861	-3.39	5.3	-3.4	>100	-
SLS_RA_Gr2b(min)	-14101	1988	-8298	-4.24	4.2	-4.2	84.9	-
SLS_RA_Q5c(max)	-12527	1988	808	-3.42	3.9	-3.4	>100	-
SLS_RA_Q5s	-12328	1988	-1566	-3.46	3.9	-3.5	>100	-
SLS_FR_Gr1(max)	-12404	1988	1667	-3.48	3.9	-3.5	>100	0.00
SLS_FR_Gr1(min)	-14281	1988	-5769	-4.05	3.3	-4.1	88.9	0.00
SLS_QP	-12335	1988	152	-3.35	4.0	-3.4	>100	0.00

9.2 PALI DI FONDAZIONE

9.2.1 Calcolo delle sollecitazioni agenti

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione, sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni globali agenti a quota testa pali e in corrispondenza del baricentro del plinto di fondazione. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro "α". Il calcolo di tale parametro è riportato al paragrafo 0.

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale. Confrontando il massimo sforzo di compressione

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

agente nei pali con i valori di portanza dei pali, si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 20 m.

L'individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante la seguente tabella.

Tabella 9 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

Pali								
	1	2	3	4	5	6	7	8
z	-1.20	-1.20	-1.20	-1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
y	3.60	1.20	-1.20	-3.60	3.60	1.20	-1.20	-3.60

Tabella 10 – Sollecitazioni a base plinto

SOLLECITAZIONI BASE PLINTO					
Combo	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
SLU_A1 E3(max)	-9026	12	1	100	1265
SLU_A1 E3(min)	-10982	-12	0	-100	-2239
SLU_A1 Q5s(max)	-7766	0	-177	0	-1455
SLU_A1 Q5s(min)	-7956	0	-177	0	-1455
SLU_A1_Gr1(max)	-7766	20	-235	166	-100
SLU_A1_Gr1(min)	-11106	-20	-236	-166	-6745
SLU_A1_Gr2a(max)	-7766	307	-235	2596	-1291
SLU_A1_Gr2a(min)	-9687	283	-236	2395	-4795
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-1402	1549	493	8540	3010
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-1402	500	1584	2822	9544
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	-2385	473	479	2622	2897
SLE_RA E3(max)	-6729	9	0	74	937
SLE_RA E3(min)	-8155	-9	0	-74	-1659
SLE_RA Q5s(max)	-5791	0	-118	0	-970
SLE_RA Q5s(min)	-5918	0	-118	0	-970
SLE_RA_Gr1(max)	-5791	15	-156	123	116
SLE_RA_Gr1(min)	-8252	-15	-158	-123	-4807
SLE_RA_Gr2a(max)	-5791	228	-157	1923	-767
SLE_RA_Gr2a(min)	-7201	210	-157	1774	-3363
SLE_FR E3(max)	-6772	0	0	0	0
SLE_FR E3(min)	-6830	0	0	0	0
SLE_FR Q5s(max)	-5802	0	-24	0	-194
SLE_FR Q5s(min)	-5908	0	-24	0	-194
SLE_FR_Gr1(max)	-5802	11	1	92	1365
SLE_FR_Gr1(min)	-7658	-11	0	-92	-2327
SLE_FR_Gr2a(max)	-5802	171	0	1442	703
SLE_FR_Gr2a(min)	-6869	157	0	1331	-1244
SLE_QP(max)	-6714	0	0	0	0
SLE_QP(min)	-5908	0	0	0	0

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

Tabella 11 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

Combo	SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI					
	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
SLU_A1 E3(max)	4	-1218	5	-1039	1	4
SLU_A1 E3(min)	5	-1523	4	-1222	1	4
SLU_A1 Q5s(max)	1	-1062	4	-880	22	62
SLU_A1 Q5s(min)	1	-1085	4	-904	22	62
SLU_A1_Gr1(max)	1	-994	8	-947	29	82
SLU_A1_Gr1(min)	5	-1827	4	-949	30	83
SLU_A1_Gr2a(max)	1	-1322	8	-620	48	135
SLU_A1_Gr2a(min)	1	-1760	8	-662	46	129
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	4	-1253	5	902	203	569
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	4	-1066	5	715	208	581
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	4	-752	5	156	84	236
SLE_RA E3(max)	4	-907	5	-775	1	3
SLE_RA E3(min)	5	-1131	4	-908	1	3
SLE_RA Q5s(max)	1	-785	4	-663	15	41
SLE_RA Q5s(min)	1	-800	4	-679	15	41
SLE_RA_Gr1(max)	4	-744	5	-704	20	55
SLE_RA_Gr1(min)	5	-1345	4	-718	20	55
SLE_RA_Gr2a(max)	1	-972	8	-476	35	97
SLE_RA_Gr2a(min)	1	-1295	8	-505	33	92
SLE_FR E3(max)	1	-846	1	-846	0	0
SLE_FR E3(min)	1	-854	1	-854	0	0
SLE_FR Q5s(max)	1	-737	4	-713	3	8
SLE_FR Q5s(min)	1	-751	4	-726	3	8
SLE_FR_Gr1(max)	4	-820	5	-630	1	4
SLE_FR_Gr1(min)	5	-1112	4	-802	1	4
SLE_FR_Gr2a(max)	4	-919	5	-531	21	60
SLE_FR_Gr2a(min)	1	-1075	8	-642	20	55
SLE_QP(max)	1	-839	1	-839	0	0
SLE_QP(min)	1	-738	1	-738	0	0

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

9.2.2 Verifiche di portanza verticale

La determinazione della lunghezza dei pali è il risultato della verifica di capacità portante, considerando anche l'effetto di gruppo. Per una palificata costituita da m file di pali con n pali per ciascuna fila, è stata adottata la formula empirica di Converse-Labarre:

$$E = 1 - \frac{\arctg\left(\frac{d}{i}\right)}{\frac{\pi}{2}} \frac{(m-1)n + (n-1)m}{mn}$$

Nella quale d rappresenta il diametro dei pali e i rappresenta l'interasse tra i pali del gruppo. Nel caso in esame, risulta un valore di E=0.74. Nella tabella seguente è quindi riportata in sintesi la verifica di capacità portante.

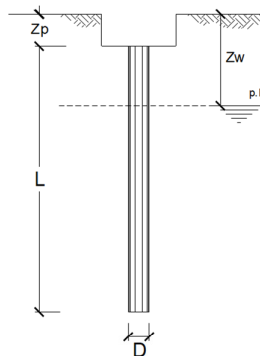
Tabella 12 – Calcolo della capacità portante dei pali di fondazione (compressione)

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

OPERA: Pila

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.80	(m)	Area del Palo (Ap):	0.503	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	1.80	(m)	Quota falda dal p.c. (z _a):	30.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	1827	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	2		Lpalo =	20.00	(m)



coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base		
	permanenti	temporanee variabili	ξ	γ _b	γ _s
Metodo di calcolo	γ _G	γ _Q			
Stato limite ultimo (EC7)	1.00	1.30	1.50	1.60	1.30
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.00	1.00	1.70	1.35	1.15

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo				Risultati			
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _v (kPa)	k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)	Qs1 (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)
1	14.00	Qa	18.00	10.0	22.0	0.63	0.40			1408.27				
2	6.00	Qc (a)	18.00	0.0	38.0	0.38	0.78			1532.30	22.48	0.00	8823.0	4434.9
						0.00	0.00			0.00	0.00	0.00	0.0	0.0

(n.b. lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base R_{bm} = 4434.9 (kN)

laterale R_{sm} = 2940.6 (kN)

totale R_{cm} = 7375.5 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

Q_d = Q_{bm}/(ξ·γ_b) + Q_{lm}/(ξ·γ_s)

Q_d = 3436.6 (kN)

CARICO ASSIALE AGENTE

N_d = N_g · γ_G + N_q · γ_Q

N_d = 1827.0 (kN)

F_s = Q_d / N_d

F_s = 1.88

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

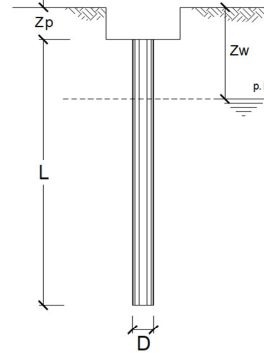
Tabella 13 – Calcolo della capacità portante dei pali di fondazione (trazione)

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

OPERA: Esempio

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0.80 (m) Area del Palo (A_p): 0.503 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 1.80 (m) Quota falda dal p.c. (z_a): 30.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 902 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati $2 \frac{1}{2}$ Lpalo = 20.00 (m)



coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base		
	permanenti	temporanee variabili	ξ	γ _b	γ _s
Metodo di calcolo	γ _G	γ _Q			
Stato limite ultimo (EC7)	1.00	1.30	1.50	1.60	1.30
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.00	1.00	1.70	1.35	1.25

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo				Risultati								
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _v (kPa)	k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)	Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)				
1	14.00	Qa	18.00	10.0	22.0					0.63	0.40				1408.27				
2	6.00	Qc (a)	18.00	0.0	38.0					0.38	0.78				1532.30	22.48	0.00	8823.0	4434.9
										0.00	0.00				0.00	0.00	0.00	0.0	0.0

(n.b. lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base R_{bm} = 4434.9 (kN)
 laterale R_{sm} = 2940.6 (kN)
 totale R_{cm} = 7375.5 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

Q_d = Q_{bm}(ξ;γ_b) + Q_{lm}(ξ;γ_s)
 Q_d = 3316.2 (kN)

CARICO ASSIALE AGENTE

N_d = N_g · γ_G + N_q · γ_Q
 N_d = 902.0 (kN)

F_s = Q_d / N_d
 F_s = 3.68

Tabella 14 – Verifica di capacità portante

Curva	N _{Ed}	Q _d	E	Q _{d,E}	FS
	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	
Compr.	1827	3437	0.74	2557	1.40
Traz.	902	1384	0.74	1029	1.14

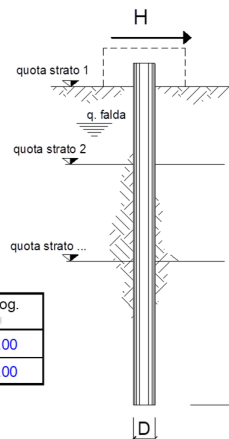
RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

9.2.3 Verifiche di portanza orizzontale

La verifica di portanza orizzontale viene effettuata secondo la metodologia di Broms. Nella seguente figura sono riepilogati i parametri considerati e il coefficiente di sicurezza minimo.

opera L04CV01_pila

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	γ_{cu}	γ_T	
			γ_G	γ_Q				
S.L.U.	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ^t (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	Qa	0.00	18	8	22	2.20		22	2.20	
strato 2	Qc (a)	-18.00	18	8	38	4.20		38	4.20	
strato 3						1.00			1.00	
strato 4						1.00			1.00	
strato 5						1.00			1.00	
strato 6						1.00			1.00	

Quota falda -30 (m)
 Diametro del palo D 0.80 (m)
 Lunghezza del palo L 20.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 796.67 (kNm)
 Step di calcolo 0.05 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(cfr+r)

	H medio		H minimo
Palo lungo	641.2 (kN)		641.2 (kN)
Palo intermedio	5563.3 (kN)		5563.3 (kN)
Palo corto	22283.3 (kN)		22283.3 (kN)
H_{med}	641.2 (kN)	Palo lungo	H_{min} 641.2 (kN) Palo lungo
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$		377.19 (kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T$		290.15 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	208	(kN)
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$		208.00 (kN)	
$FS = H_d / F_d =$		1.39	

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

9.2.4 Calcolo dei cedimenti in condizioni di esercizio

Il valore del cedimento atteso per il palo in esercizio viene determinato attraverso il metodo AGI per il quale il cedimento presenta la seguente espressione:

$$\delta = \beta \cdot \frac{N}{EL}$$

In cui β è un coefficiente d'influenza adimensionale funzione di L/D e del sottosuolo.

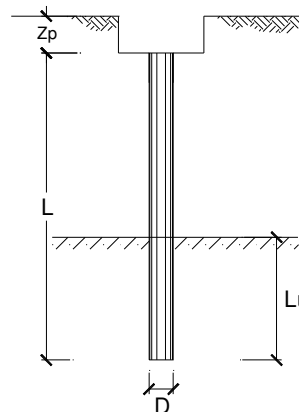
I cedimenti attesi del singolo palo vengono calcolati per una lunghezza di ammassamento (L_u) considerando un mezzo omogeneo con rigidità mediata sullo spessore dei diversi strati del terreno di fondazione.

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: Pila

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.80	(m)
Carico sul palo (P):	1345.0	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	20.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (L_u):	20.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	25.00	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	8	(-)
Spaziatura dei pali (s)	2.6	(m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile}$

Coefficiente di forma

$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D):$ 1.90 (-)

Cedimento del palo

$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile} = 5.11$ (mm)

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$\delta_p = R_s \cdot \delta = n \cdot R_g \cdot \delta$

Coefficiente di Gruppo

$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2$ (Viggiani, 1999)

$R = (n \cdot s / L)^{0,5}$ R = 1.020

Cedimento della palificata

$\delta_p = n \cdot R_g \cdot \delta = 8 \cdot 0.62 \cdot 5.11 = 25.13$ (mm)

9.2.5 Verifiche strutturali

Le armature longitudinali consistono in una prima gabbia costituita da 20 ϕ 24 longitudinali, da una spirale ϕ 12/20. Le verifiche strutturali quota testa palo sono riportate di seguito.

Tabella 15 – Verifiche strutturali palo SLU/SLV

PALO - Verifiche allo SLU/SLV

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLU_A1_Gr1(min)	-1827	83	30	4.94	15.6
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	902	569	203	1.27	2.3
Max VL	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	715	581	208	1.33	2.2

Tabella 16 – Verifiche strutturali palo SLE

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	σ_c Mpa	σ_s Mpa	Wk mm
RARA	SLE_RA_Gr1(min)	-1345	55	20	-2.9	-21.6	0.0
	SLE_RA_Gr2a(max)	-476	97	35	-2.3	10.1	0.0

9.3 PLINTO

In considerazione dei rapporti dimensionali esistenti tra zattera di fondazione e ingombro del fusto pila, per il calcolo delle sollecitazioni e relativa verifica delle sezioni, è stato considerato un modello di calcolo a tirante-puntone in direzione obliqua (mensola tozza) sottoposta alla massima reazione verticale del palo di spigolo.

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Nmax (palo)	1827 kN
Dist. Asse palo (spigolo) -fusto	0.50 m
Diametro palo	0.80 m
Larghezza di diffusione	1.70 m
Spessore della Fondazione	1.20 m
Copriferro nominale (su baricentro armature)	0.100 m
Altezza utile della sezione	1.09 m
Altezza della biella compressa	0.22 m
Sforzo di Trazione	1050 kN
Sforzo di compressione	2107 kN
Diametro armatura primo strato	24 mm
Passo armatura primo strato	15 cm
Diametro armatura secondo strato	0 mm
Passo armatura secondo strato	1 cm
Diametro armatura secondo strato	0 mm
Passo armatura secondo strato	1 cm
Area complessiva delle armature	5127 mm ²
Tensione nel calcestruzzo	5.7 Mpa
Tensione nell'acciaio	204.7 Mpa

10.RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE – SPALLE

Nei successivi paragrafi si riportano i principali risultati delle analisi statiche e dinamiche eseguite mediante la modellazione adottata per le spalle.

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

Si specifica che le caratteristiche della sollecitazione interna sono espresse per metro di sviluppo lineare (kNm/m, kN/m) non rispetto agli assi locali dei singoli elementi piani ma rispetto ad una terna di assi cartesiani esterna UCS-X,Y,Z che viene scelta in maniera appropriata a seconda dell'elemento strutturale in esame. Nello specifico:

- per il solettone di copertura e per i cordoli di fondazione la terna UCS-X,Y,Z coincide con la terna di riferimento globale GCS-X,Y,Z ;
- per le pareti longitudinali l'asse UCS-X coincide con l'asse GCS-X, mentre l'asse UCS-Y è orientato secondo l'asse globale verticale GCS-Z;
- per le pareti trasversali l'asse UCS-X coincide con l'asse GCS-Y, mentre l'asse UCS-Y è orientato secondo l'asse globale verticale GCS-Z;

Nel caso in esame, rispetto alle terne UCS le sollecitazioni di interesse sono così definite:

- Fxx: forza assiale per unità di lunghezza nella direzione UCS-X (perpendicolare al piano UCS-Y,Z);
- Fyy: forza assiale per unità di lunghezza nella direzione UCS-Y (perpendicolare al piano UCS-X,Z);
- Vxx: azione tagliante per unità di lunghezza nella direzione dello spessore nel piano UCS-Y,Z;
- Vyy: azione tagliante per unità di lunghezza nella direzione dello spessore nel piano UCS-X,Z;

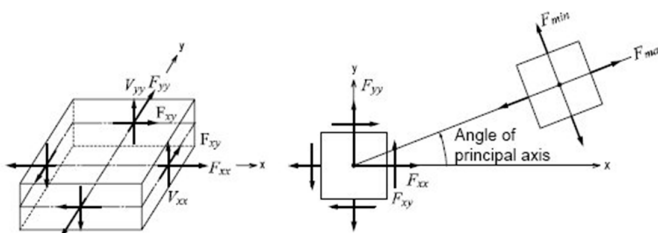


Figura 16 - Forze negli elementi piani

- Mxx: momento flettente per unità di lunghezza nella direzione UCS-X (momento fuori dal piano intorno all'asse UCS-Y);
- Myy: momento flettente per unità di lunghezza nella direzione UCS-Y (momento fuori dal piano intorno all'asse UCS-X);

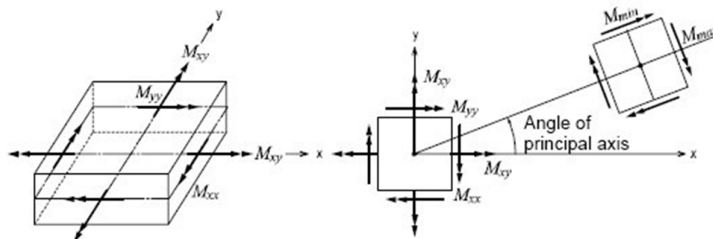


Figura 17 – Momenti negli elementi piani

Infine, si sottolinea che le caratteristiche delle sollecitazioni assunte in fase di calcolo escludono le eventuali concentrazioni puntuali nelle zone di bordo, nei punti di applicazione di azioni concentrate o

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

reazioni vincolari, mediando tali risultati su una fascia comprensiva di più elementi shell ed estromettendo i risultati compresi nei semispessori degli elementi strutturali trasversali (nodi).

10.1 SOLLECITAZIONI NEI MURI PARAGHIAIA

10.1.1 Inviluppo combinazioni SLU/SLV

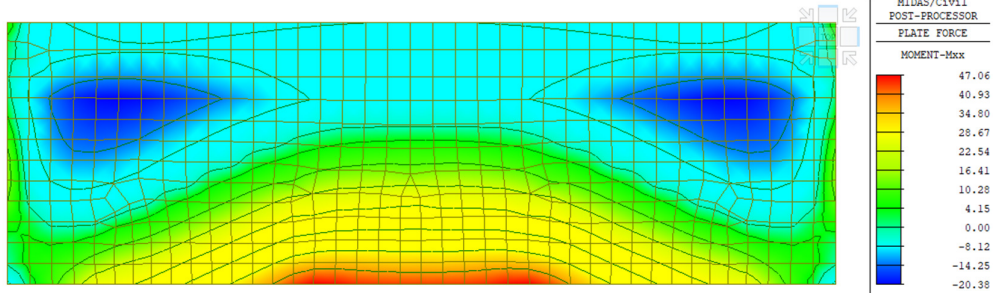


Figura 18 – Momento flettente Mxx (inviluppo)

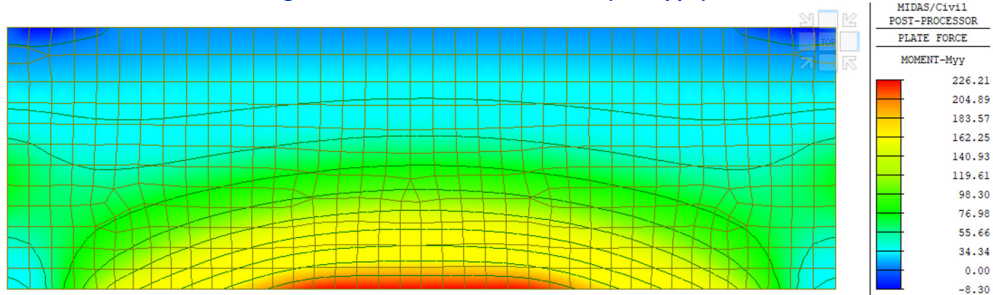


Figura 19 – Momento flettente Myy (inviluppo)

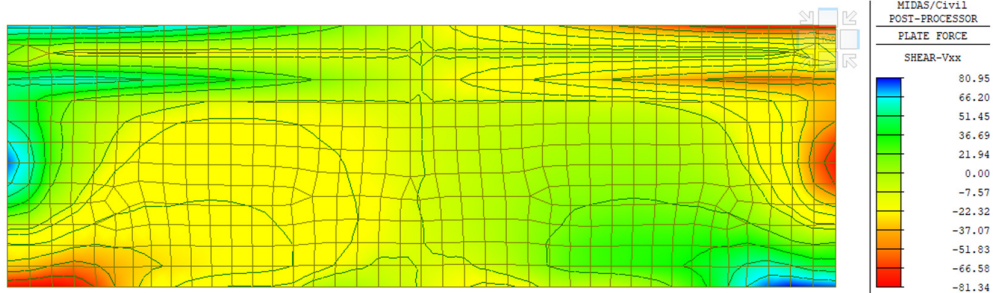


Figura 20 – Taglio Vxx (inviluppo)

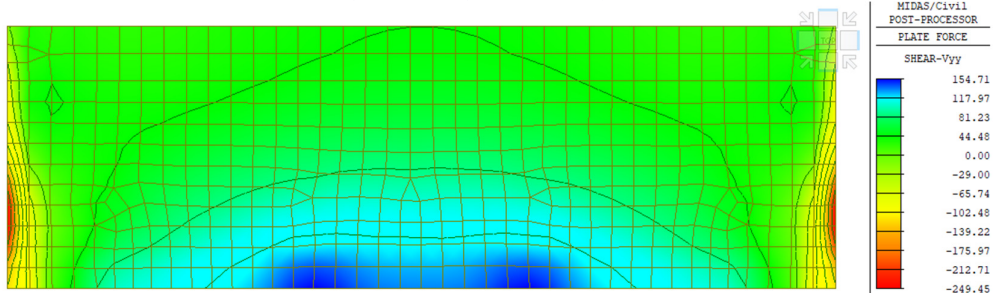


Figura 21 – Taglio Vyy (inviluppo)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

10.1.2 Involuppo combinazioni rare (SLE)

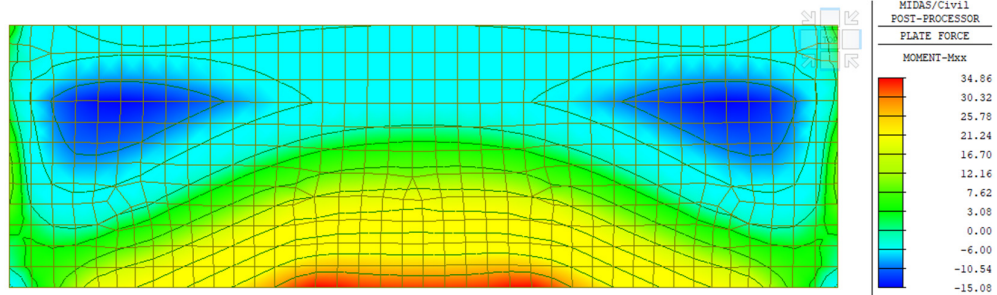


Figura 22 – Momento flettente Mxx (involuppo)

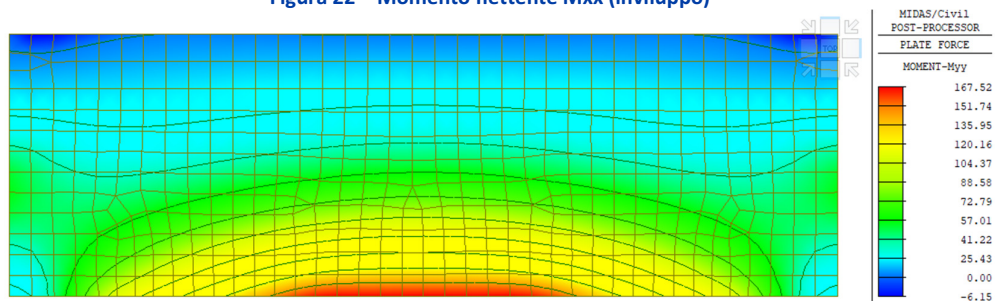


Figura 23 – Momento flettente Myy (involuppo)

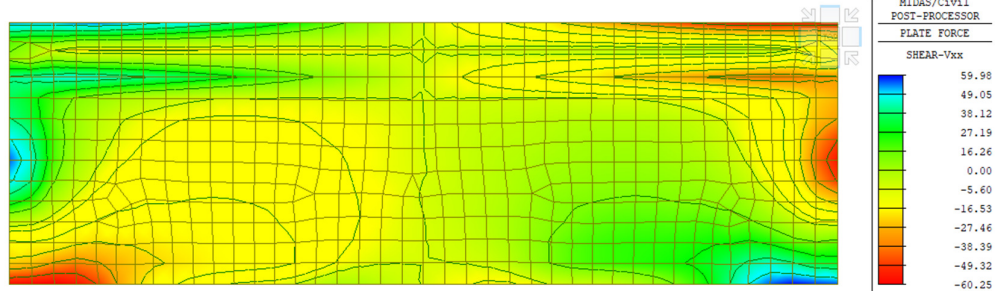


Figura 24 – Taglio Vxx (involuppo)

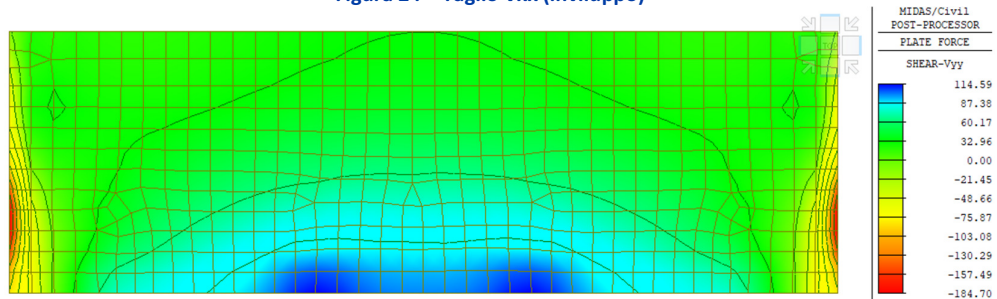


Figura 25 – Taglio Vyy (involuppo)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

10.2 SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE

10.2.1 Inviluppo combinazioni SLU/SLV

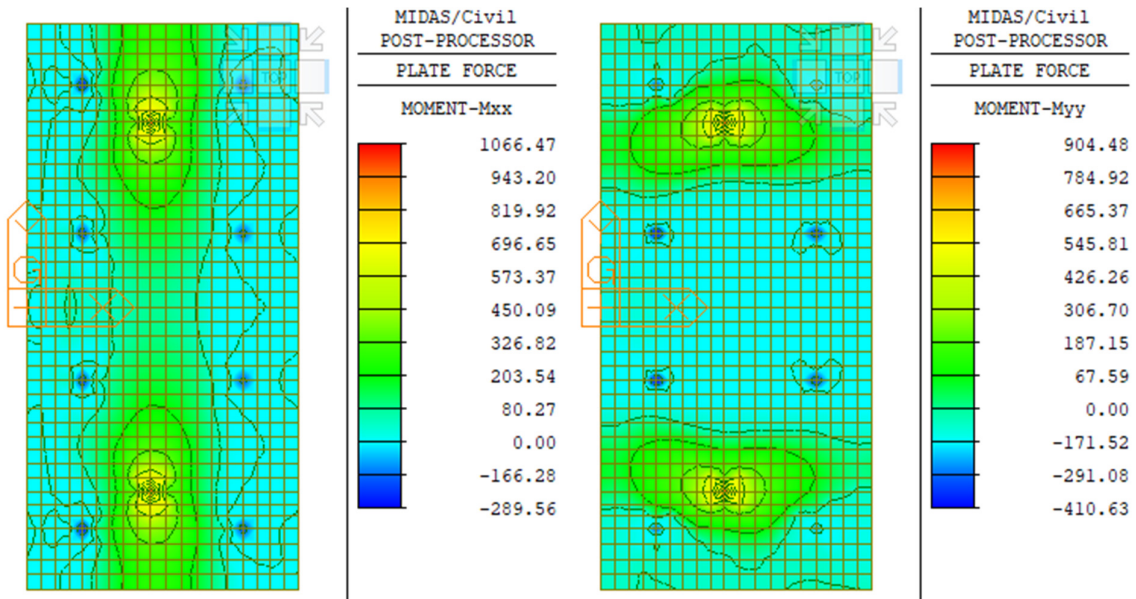


Figura 26 – Momento flettente Mxx e Myy (inviluppo)

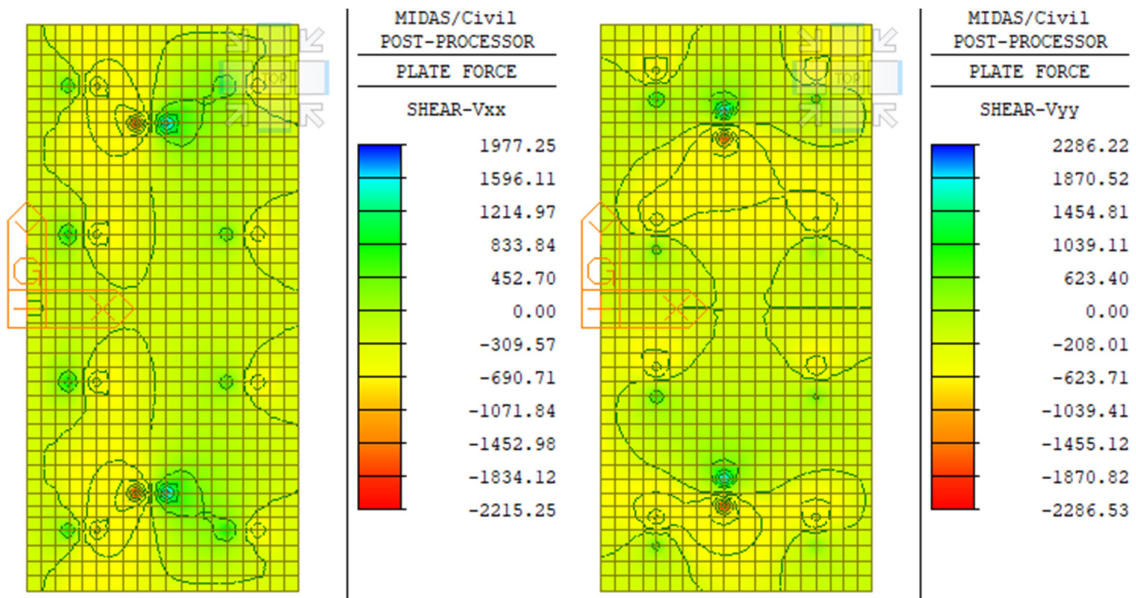


Figura 27 – Taglio Vxx e Vyy (inviluppo)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

10.2.2 Involuppo combinazioni rare (SLE)

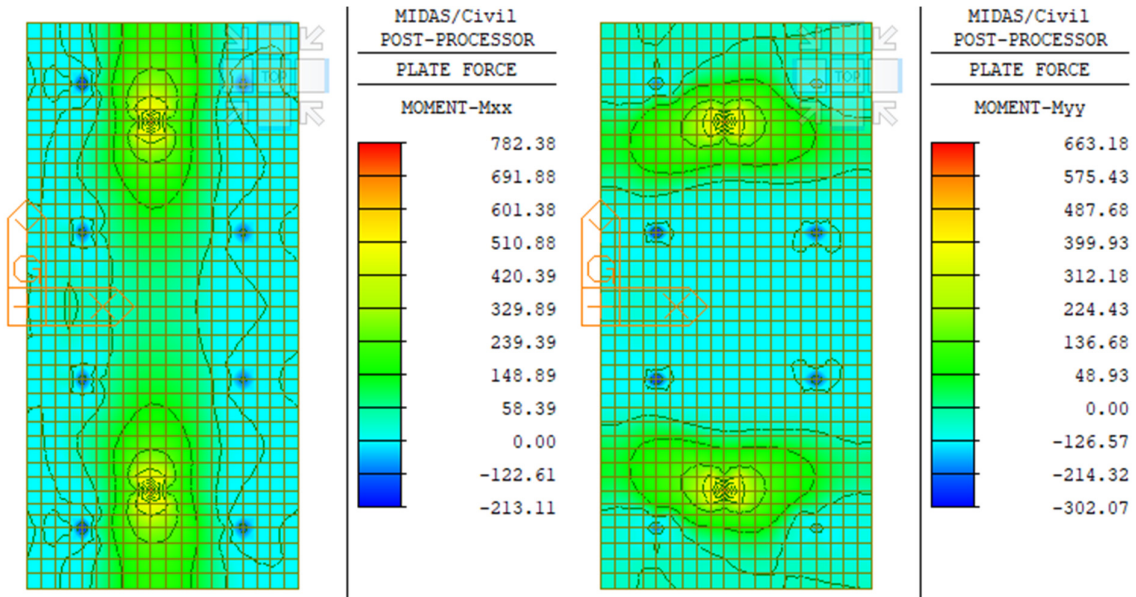


Figura 28 – Momento flettente Mxx e Myy (involuppo)

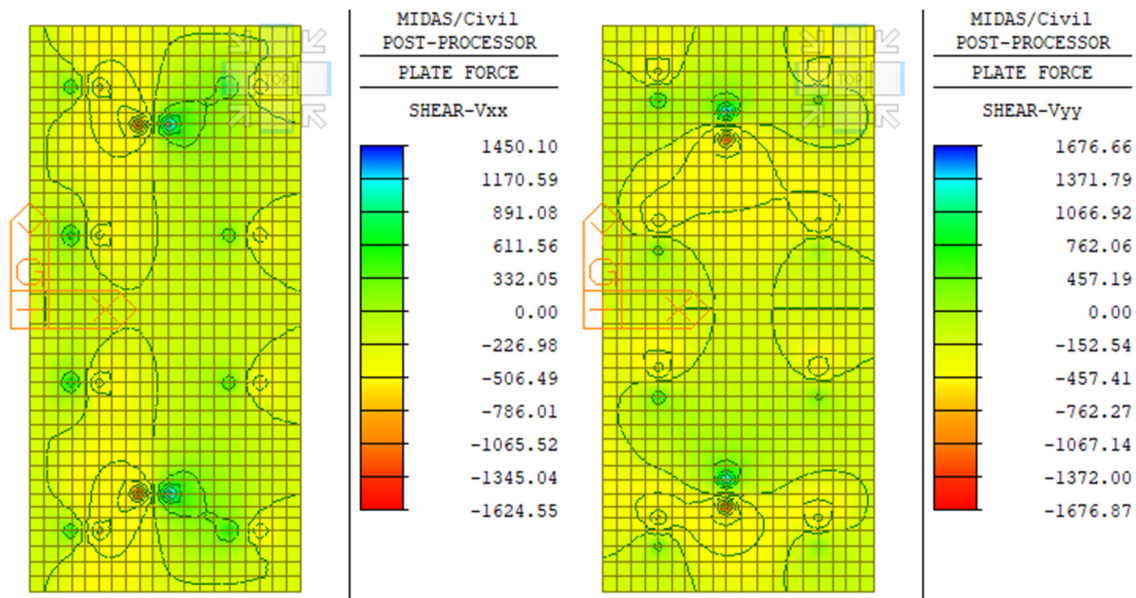


Figura 29 – Taglio Vxx e Vyy (involuppo)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

10.3 REAZIONI NEI PALI

10.3.1 Involuppo combinazioni SLU/SLV

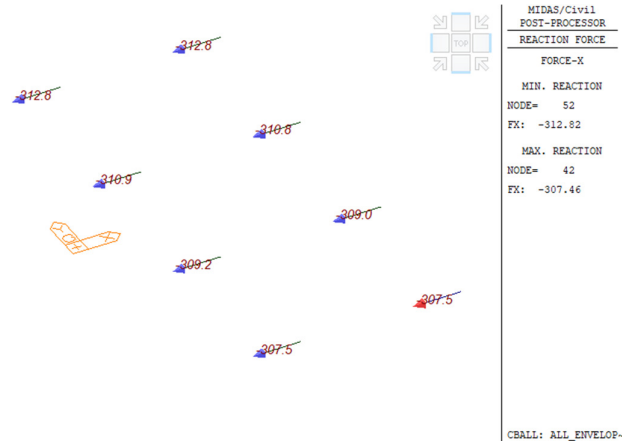


Figura 30 – Reazioni in direzione longitudinale

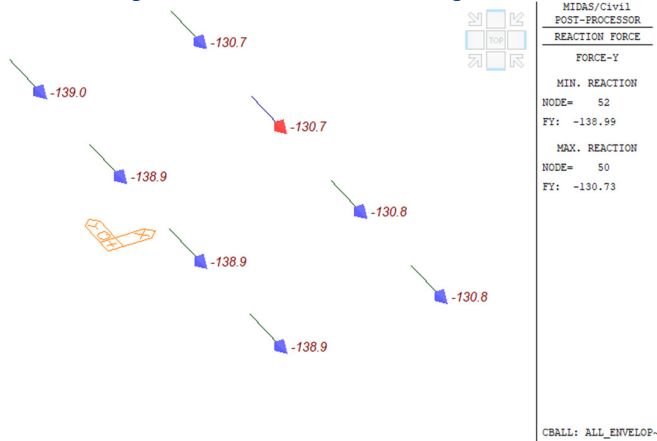


Figura 31 – Reazioni in direzione trasversale

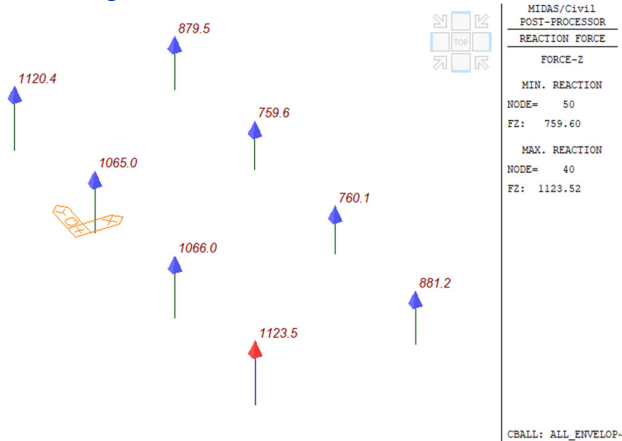


Figura 32 – Reazioni verticali

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

10.3.2 Involuppo combinazioni rare (SLE)

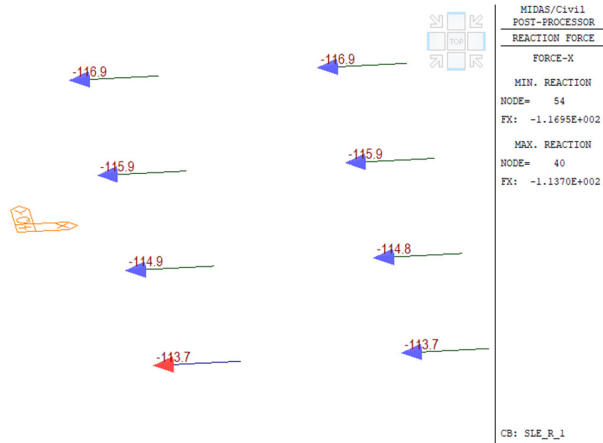


Figura 33 – Reazioni in direzione longitudinale

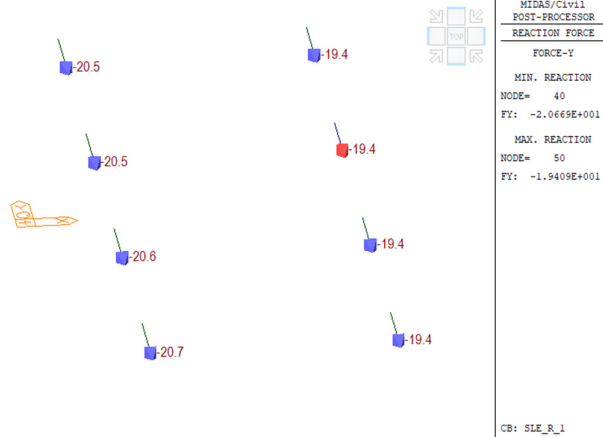


Figura 34 – Reazioni in direzione trasversale

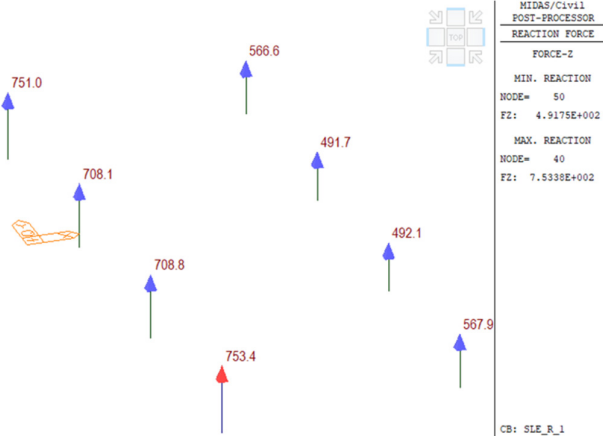


Figura 35 – Reazioni verticali

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

10.4 VERIFICHE ALLO SLU

Di seguito si riporta una sintesi delle verifiche di sicurezza per i vari elementi strutturali.

10.4.1 Verifiche a flessione

Gli elementi strutturali presentano armature longitudinali costanti lungo l'elemento. Per tale motivo, di seguito si riporta una sintesi delle verifiche a flessione svolte rispetto alle massime sollecitazioni agenti, considerando l'armatura effettivamente presente nella fascia di un metro.

Le verifiche sono svolte con il software *PresFle+*.

Tabella 17 – Riepilogo delle verifiche a flessione semplice nei diversi elementi strutturali

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE LONGITUDINALE			
Elemento	Sezione di verifica	b	h	M _{Ed}	Armature	M _{Rd}	FS
		[mm]	[mm]	[kNm]	Diametro/passa	[kNm]	[-]
Paraghiaia	S1	1000	500	210.0	1φ20/20	255.0	1.21
Fondazione	S2	1000	1200	600.0	1φ24/20	965.0	1.61

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE TRASVERSALE			
Elemento	Sezione di verifica	b	h	M _{Ed}	Armature	M _{Rd}	FS
		[mm]	[mm]	[kNm]	Diametro/passa	[kNm]	[-]
Paraghiaia	S3	1000	500	40.0	1φ12/20	97.5	2.44
Fondazione	S4	1000	1200	550.0	1φ24/20	965.0	1.75

Di seguito si riportano le sezioni verificate nel software *PresFle+* e i domini di resistenza più significativi.

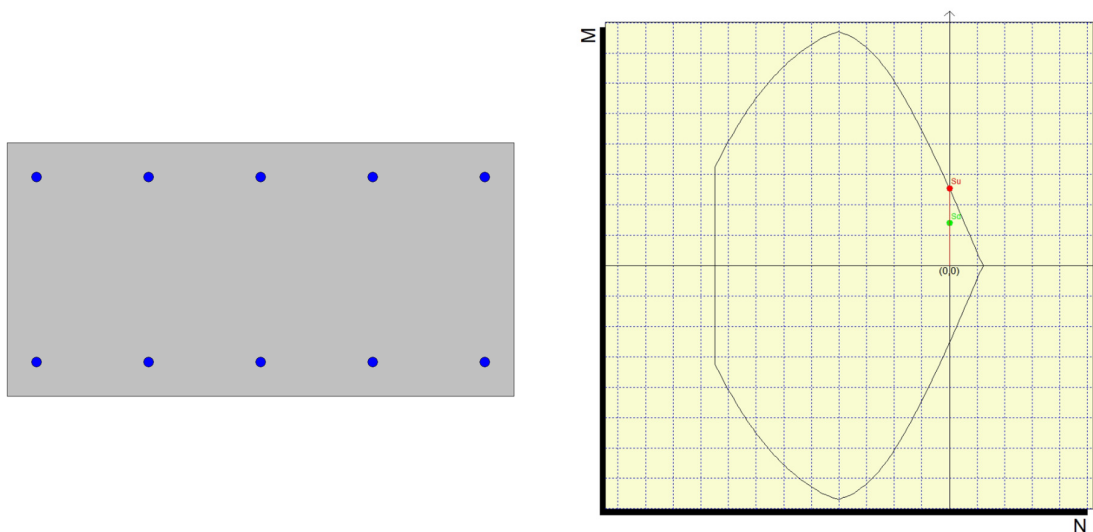


Figura 36 – Sezione S1 e domini di resistenza

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

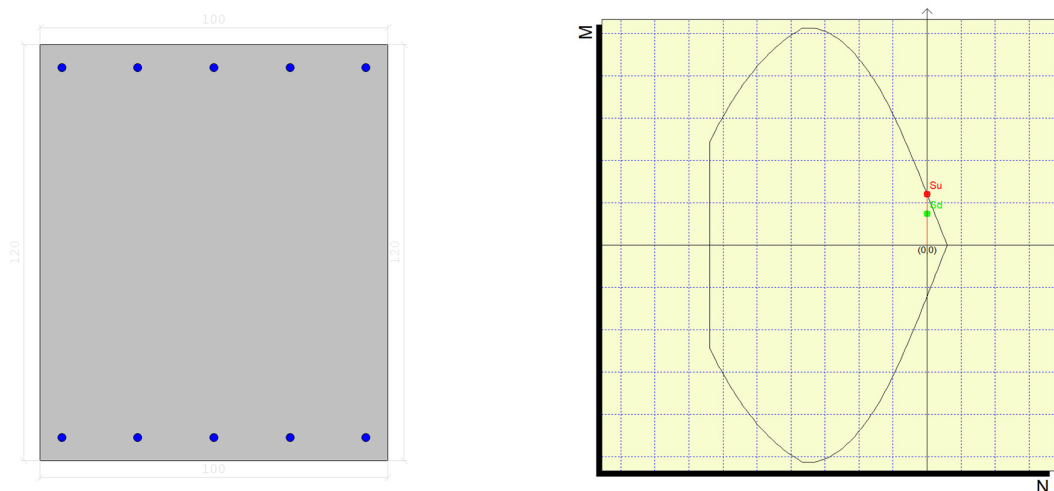


Figura 37 – Sezione S2 e domini di resistenza

10.4.2 Verifiche a taglio

Le espressioni per la valutazione dei tagli resistenti, in assenza o presenza di apposita armatura, sono riepilogate al paragrafo 8.2, in accordo con quanto previsto dalle NTC2018.

Di seguito si riporta una tabella di riepilogo con i valori dei tagli resistenti in assenza di specifica armatura a taglio, calcolati per i vari elementi strutturali. Il contributo dello sforzo normale è stato trascurato.

Tabella 18 – Riepilogo delle resistenze a taglio in assenza di specifica armatura resistente

VERIFICA PER ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO: $V_{Ed} < V_{Rd}$											
Elemento	h	c	d	b	k	A_l	ρ_l	N_{Ed}	σ_{cp}	v_{min}	V_{Rd}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[-]	[kN]	[MPa]	[-]	[kN]
Paraghiaia	500	60	440	1000	1.67	1005	2.3E-03	0.0	0.000	0.43	188.7
Fondazione	1200	60	1140	1000	1.42	2262	2.0E-03	0.0	0.000	0.33	381.5

Le verifiche sono riportate, di seguito, in forma grafica. Nelle figure seguenti sono riportate le mappe cromatiche limitate ai massimi valori di taglio resistente in assenza di armatura a taglio per ognuno degli elementi strutturali riportati precedentemente: in particolare, nelle zone al di fuori dei limiti (colorate in bianco) le verifiche non sono soddisfatte ed è quindi necessario dimensionare l'armatura a taglio.

Le verifiche sono soddisfatte in gran parte della struttura senza predisporre un'apposita armatura a taglio, sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale. Si specifica che molte delle zone in cui il taglio resistente in assenza di armatura risulta superato rappresentano zone di nodo tra elementi strutturali e

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

sono dovute a causa di effetti fortemente localizzati dovuti alla tipologia di modellazione o in corrispondenza dei vincoli puntuali in fondazione.

In tutti gli elementi è generalmente presente un quantitativo minimo di armatura a taglio costituito da spilli, non strettamente necessario ai fini delle verifiche.

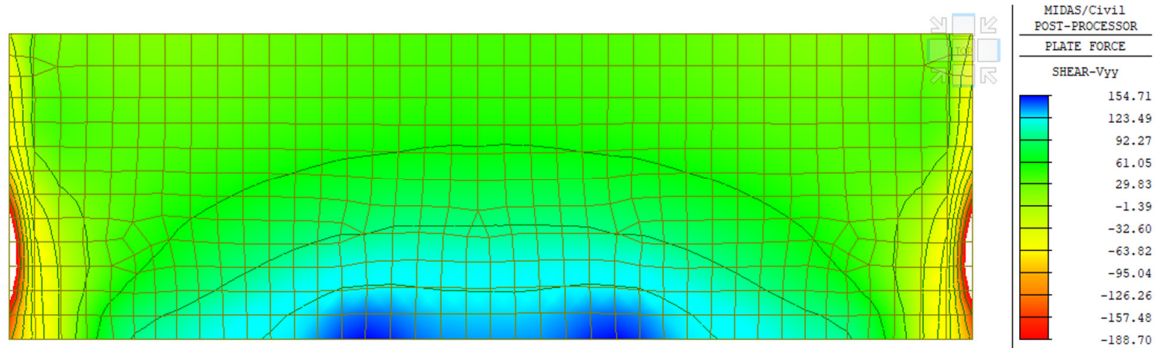


Figura 38 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in assenza di specifica armatura resistente (paraghiaia)

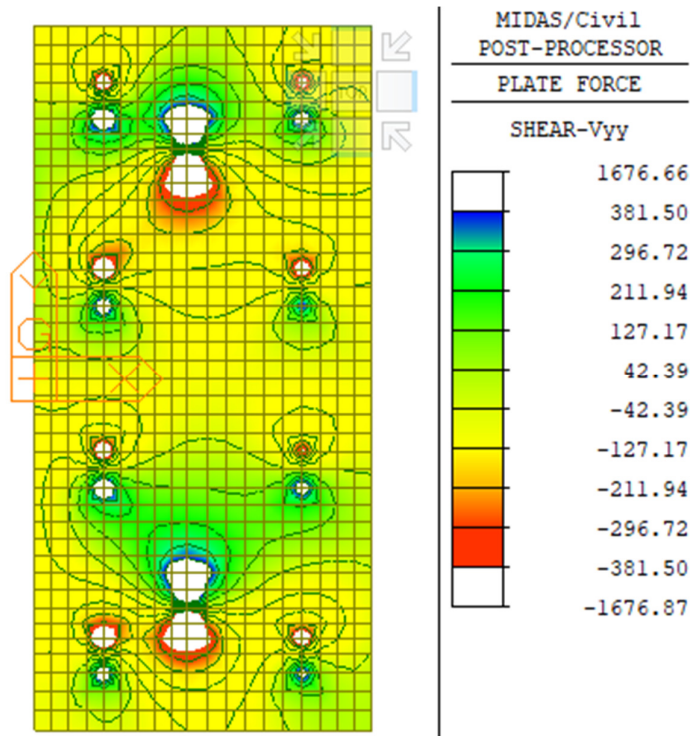


Figura 39 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in assenza di specifica armatura resistente (fondazione)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

Di seguito si riportano le verifiche per elementi armati a taglio per la fondazione in forma grafica, in analogia a quanto esposto in precedenza; tali elementi risultano armati con spilli $\phi 14/40 \times 40$.
Si ribadisce che le poche zone in cui il taglio resistente risulta ancora superato costituiscono zone in cui si riscontrano concentrazioni significative di sollecitazioni non significative dal punto di vista del dimensionamento dell'opera.

Tabella 19 – Riepilogo delle resistenze a taglio in presenza di specifica armatura resistente

VERIFICA PER ELEMENTI ARMATI A TAGLIO: $V_{Ed} < V_{Rd}$									VERIFICA A COTG FISSA						
SEZIONE CLS				ARMATURA A TAGLIO					CALCOLO DEI TAGLI RESISTENTI						
Elemento	h	c	d	b	ϕ_{legat}	Bracci	A_{ϕ}	A_{sw}	α_c	f'_{cd}	$cotg\theta$	V_{Rcd}	$cotg\alpha$	S_{eff}	V_{Rsd}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[kN]	[-]	[mm]	[kN]
Fondazione	1200	60	1140	1000	14	2.5	153.9	384.8	4.00	9.07	2.0	22326	1.0	400	819.4

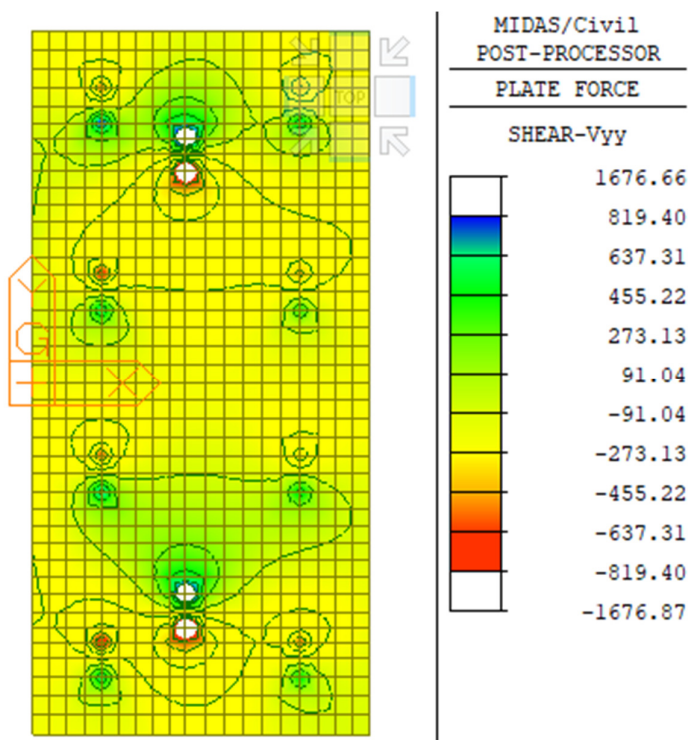


Figura 40 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in presenza di specifica armatura resistente (fondazione)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

10.5 VERIFICHE ALLO SLE

Le verifiche allo SLE di limitazione delle tensioni e di fessurazione sono state condotte in funzione delle sollecitazioni derivanti dall'involuppo delle combinazioni rare, direttamente verificate nei confronti dei limiti più restrittivi riportati in normativa (0.45 fck e 0.20mm relativi alla combinazione quasi permanente). Le valutazioni sono state fatte mediante il software PresFle+ sulle sezioni precedentemente definite per le verifiche allo SLU. Si riporta di seguito una sintesi tabellare dei risultati.

Tabella 20 – Riepilogo delle verifiche in esercizio nei diversi elementi strutturali

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE LONGITUDINALE				
Elemento	Sezione di verifica	b	h	M _{Ed}	Armature	σ _c	σ _s	w _k
		[mm]	[mm]	[kNm]	Diametro/passio	[MPa]	[MPa]	[mm]
Paraghiaia	S1	1000	500	160.0	1φ20/20	-6.2	261.0	0.194
Fondazione	S2	1000	1200	500.0	1φ24/20	-3.5	208.7	0.000

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE TRASVERSALE				
Elemento	Sezione di verifica	b	h	M _{Ed}	Armature	σ _c	σ _s	w _k
		[mm]	[mm]	[kNm]	Diametro/passio	[MPa]	[MPa]	[mm]
Paraghiaia	S3	1000	500	30.0	1φ12/20	-1.8	127.2	0.000
Fondazione	S4	1000	1200	450.0	1φ24/20	-3.1	187.8	0.000

10.6 PALI DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione sono state dedotte dalle reazioni vincolari del modello di calcolo. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro "α". Il calcolo di tale parametro è riportato al paragrafo 0.

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori di portanza dei pali, si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 15 m.

10.6.1 Verifiche di portanza verticale

La determinazione della lunghezza dei pali è il risultato della verifica di capacità portante, considerando anche l'effetto di gruppo. Per una palificata costituita da m file di pali con n pali per ciascuna fila, è stata adottata la formula empirica di Converse-Labarre:

$$E = 1 - \frac{\arctg\left(\frac{d}{i}\right)}{\frac{\pi}{2}} \frac{(m-1)n + (n-1)m}{mn}$$

Nella quale d rappresenta il diametro dei pali e i rappresenta l'interasse tra i pali del gruppo. Nel caso in esame, risulta un valore di E=0.74.

Nella tabella seguente è quindi riportata in sintesi la verifica di capacità portante.

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

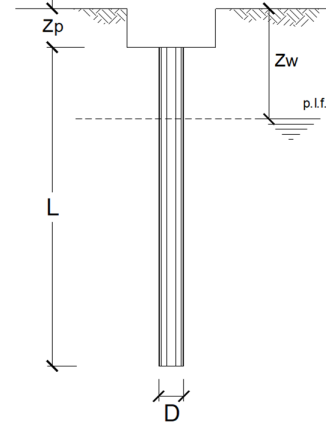
Tabella 21 – Calcolo della capacità portante dei pali di fondazione (compressione)

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

OPERA: L4CV01

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0.80 (m) Area del Palo (A_p): 0.503 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): -0.50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 30.00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 1123 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 2 $\frac{2}{\text{---}}$ Lpalo = 20.00 (m)



coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base		
	permanenti	temporanee variabili	ξ	γ_b	γ_s
Metodo di calcolo	γ_G	γ_Q			
Stato limite ultimo (EC7)	1.00	1.30	1.50	1.60	1.30
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.00	1.00	1.70	1.35	1.15

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcolo				Risultati				
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)	k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)	Q _{s i} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	18.00	Qa	18.00	10.0	22.0	0.63	0.40			1748.90					
2	2.00	Qc (a)	18.00	0.0	38.0	0.38	0.78			502.62	22.48	0.00	7892.2	3967.0	
						0.00	0.00			0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{bm} = 3967.0$ (kN)
 laterale $R_{sm} = 2251.5$ (kN)
 totale $R_{cm} = 6218.6$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$Q_d = Q_{bm}/(\xi \cdot \gamma_b) + Q_{lm}/(\xi \cdot \gamma_s)$
 $Q_d = 2880.2$ (kN)

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$
 $N_d = 1123.0$ (kN)
 $F_s = Q_d / N_d$
 $F_s = 2.56$

Tabella 22 – Verifica di capacità portante (effetto gruppo)

Curva	N _{Ed}	Q _d	E	Q _{d,E}	FS
	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	
Compr.	1123	2880	0.74	2143	1.91

10.6.2 Verifiche di portanza orizzontale

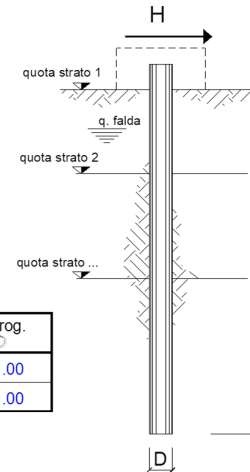
La verifica di portanza orizzontale viene effettuata secondo la metodologia di Broms. Nella seguente figura sono riepilogati i parametri considerati e il coefficiente di sicurezza minimo.

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

opera **L04CV01**

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_{ϕ}	γ_{cu}	γ_T
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	Qa	0.00	18	8	22	2.20		22	2.20	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	Qc (a)	-18.00	18	8	38	4.20		38	4.20	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda -30 (m)
 Diametro del palo D 0.80 (m)
 Lunghezza del palo L 20.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 1125.21 (kNm)
 Step di calcolo 0.05 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	807.9 (kN)		807.9 (kN)	
Palo intermedio	5563.3 (kN)		5563.3 (kN)	
Palo corto	22283.3 (kN)		22283.3 (kN)	
H_{med}	807.9 (kN)	Palo lungo	H_{min}	807.9 (kN)
H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)			475.22 (kN)	
H_d = H_k/γ_T			365.55 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =		314 (kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)	
F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =			314.00 (kN)	
FS = H_d / F_d =			1.16	

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

10.6.3 Calcolo dei cedimenti in condizioni di esercizio

Il valore del cedimento atteso per il palo in esercizio viene determinato attraverso il metodo AGI per il quale il cedimento presenta la seguente espressione:

$$\delta = \beta \cdot \frac{N}{EL}$$

In cui β è un coefficiente d'influenza adimensionale funzione di L/D e del sottosuolo.

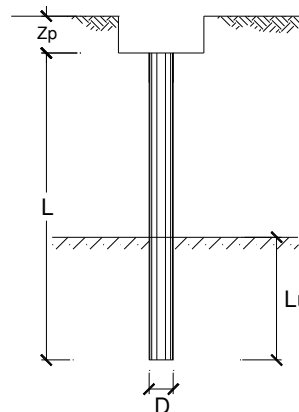
I cedimenti attesi del singolo palo vengono calcolati per una lunghezza di ammassamento (L_u) considerando un mezzo omogeneo con rigidità mediata sullo spessore dei diversi strati del terreno di fondazione.

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: L4CV01

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D): 0.80 (m)
Carico sul palo (P): 753.0 (kN)
Lunghezza del Palo (L): 20.00 (m)
Lunghezza Utile del Palo (L_u): 20.00 (m)
Modulo di Deformazione (E): 25.00 (MPa)
Numero di pali della Palificata (n): 8 (-)
Spaziatura dei pali (s): 2.6 (m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile}$

Coefficiente di forma

$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D):$ 1.90 (-)

Cedimento del palo

$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile} =$ 2.86 (mm)

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$\delta_p = R_s \cdot \delta = n \cdot R_g \cdot \delta$

Coefficiente di Gruppo

$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2$ (Viggiani, 1999)

$R = (n \cdot s / L)^{0,5}$ R = 1.020

Cedimento della palificata

$\delta_p = n \cdot R_g \cdot \delta =$ 8 * 0.62 * 2.86 = 14.07 (mm)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

10.6.4 Verifiche strutturali

Le armature longitudinali consistono in una prima gabbia costituita da 20 ϕ 24 longitudinali, da una spirale ϕ 12/20. Le verifiche strutturali quota testa palo sono riportate di seguito.

Tabella 23 – Verifiche strutturali palo SLU/SLV

PALO - Verifiche allo SLU/SLV					
N		M	V	(C.S.) _{PF}	(C.S.) _V
kN		kNm	kN		
Max N	1123	602	215	1.92	2.51
Max V	481	878	314	1.21	1.72

Tabella 24 – Verifiche strutturali palo SLE

PALO - Verifiche allo SLE						
N		M	V	σ_c	σ_s	wk
kN		kNm	kN	MPa	MPa	mm
Max N	753	267	119	-6.0	65.7	0.035
Min N	492	267	119	-6.0	90.8	0.046

11.ADDENDUM – VARIAZIONE CARATTERISTICHE ISOLATORI – VALUTAZIONE COMPORTAMENTO GLOBALE

11.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

Il comportamento globale della struttura è fortemente influenzato dalla presenza degli dispositivi di vincolo ad alta dissipazione che, ai fini delle analisi e delle conseguenti verifiche, sono stati implementati attraverso le opportune caratteristiche equivalenti "nominali".

Nello spirito di quanto indicato da NTC2008, obiettivo del presente capitolo è la valutazione delle ripercussioni sulla struttura di eventuali variazioni delle predette caratteristiche che, come previsto dalle pertinenti norme di prodotto, possono variare entro prefissati "range" in conseguenza ai seguenti effetti:

- Tolleranza di produzione
- Invecchiamento
- Temperatura di esercizio

Per la tipologia di dispositivi previsti, si valutano quindi gli effetti di una variazione complessiva delle rigidzze equivalenti per i succitati effetti, determinando per tale parametro un valore "Upper Bound" ed un "Lower Bound". Non essendo, allo stato attuale del progetto, in possesso dei certificati di prova e/o qualificazione delle apparecchiature effettivamente in via di installazione, per i suddetti parametri si fa preliminare riferimento a quanto previsto da NTC2018, cap. 11, che fissa, in termini generali, le seguenti tolleranze:

- Produzione: +/- 20 %
- Temperatura: +/- 20 % (*)
- Invecchiamento: +/- 20 % (*)

Per gli effetti di temperatura ed invecchiamento, come tra l'altro confermato da EN 1998-2, è possibile riferirsi solamente a variazioni di segno "positivo", dato che gli effetti di temperatura ed invecchiamento tendono in generale a fornire solo un incremento di rigidzza.

La valutazione dei "bound" upper e lower è stata quindi effettuata combinando le varie tolleranze, seguendo le regole indicate in EN 15129, che prevedono (cfr. 8.2.1.1.) una riduzione al 70 % dei valori inerenti fornitura e temperatura, quando poste in combinazione assieme ai rimanenti effetti invecchiamento).

Tale regola di combinazione è intesa a tenere conto della scarsa probabilità di sovrapposizione di tutti i valori lower o upper per tutte le apparecchiature installate.

A valle della combinazione, si è quindi valutato il rapporto tra il valore di Upper Bound e Lower Bound, che, come previsto da EN 15129 8.2.1.1. viene limitato al valore massimo 1.8.

Pertanto, con riferimento ai valori di tolleranza indicati poco sopra, i valori del "Design Parameter" della rigidzza presenteranno i seguenti "Bounds" (Lower/Upper):

$$UBDP = [1+(0.2 \times 0.7)] \times [1+(0.2 \times 0.7)] \times [1 + 0.2] = 1.56 \text{ DP}$$

$$LBDP = [1-(0.2)] = 0.8 \text{ DP}$$

Dove con DP si è indicato, genericamente, il "Design Parameter" di riferimento, che in questo caso è rappresentato dalla rigidzza.

Il rapporto tra massima e minima variazione restituisce $1.56/0.8 = 1.95$.

In accordo con EN 15129, si tiene conto della limitazione a 1.8 di tale valore, riducendo il termine maggiormente "disperso", ovvero l'Upper Bound, ottenendo quindi:

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

$$UBDP = 1.44 DP$$

$$LBDP = 0.8 \times DP$$

Limitando lo studio al comportamento sismico-dinamico della struttura, si effettueranno pertanto due ulteriori analisi considerando le indicate variazioni di rigidezza.

Tenendo conto del fatto che, in linea generale, un incremento di rigidezza dei dispositivi opera "sfavorevolmente" sul quadro delle sollecitazioni, mentre, inversamente, un suo decremento, opera "sfavorevolmente" sul quadro deformativo si procederà pertanto alle seguenti verifiche:

- Per l'analisi "Upper Bound"
 - o Esame dei risultati ottenuti in termini di domanda sulle sottostrutture (elevazioni e fondazioni)
 - o Confronto con le sollecitazioni di progetto ottenute attraverso l'utilizzo dei valori nominali, valutazione dei nuovi rapporti di sfruttamento ed (eventuale) incremento delle capacità maggiormente influenzate. Verranno prese in esame le seguenti grandezze:
 - Periodo di Vibrazione
 - Sollecitazioni ai baggioli
 - Sollecitazioni al piede sostegni (pile e spalle)
 - Sollecitazioni intradosso fondazione
- Per l'analisi "Lower Bound"
 - o Esame dei risultati ottenuti in termini di domanda in spostamento
 - o Confronto ed eventuale aggiornamento delle capacità in spostamento progettate con riferimento ai valori nominali. Verranno prese in esame le seguenti grandezze:
 - Massima escursione di "Chiusura" in corrispondenza del giunto di dilatazione.

In sostanza, l'analisi lower bound verrà impiegata per la valutazione della capacità dei varchi giunti.

11.2 ANALISI STRUTTURALE

Si richiamano di seguito i valori nominali impiegati nella progettazione:

Dispositivi HDRB – mescola "N":

$$\text{Diam} = 850 \text{ mm} / H=341 \text{ mm per le pile} \quad K_e = 2.23 \text{ kN/mm};$$

$$\text{Diam} = 700 \text{ mm} / H=327 \text{ mm per le spalle} \quad K_e = 1.48 \text{ kN/mm}.$$

Pertanto, si considererà:

Per le pile:

$$K_{e,UB} = 1.44 \times 2.23 = 3.21 \text{ kN/mm}$$

$$K_{e,LB} = 0.8 \times 2.23 = 1.78 \text{ kN/mm}$$

Per le spalle:

$$K_{e,UB} = 1.44 \times 1.48 = 2.13 \text{ kN/mm}$$

$$K_{e,LB} = 0.8 \times 1.48 = 1.18 \text{ kN/mm}$$

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

11.2.1 *Analisi "Upper Bound"*

11.2.1.1 *Periodo di vibrazione*

Di seguito il primo modo di vibrare valutato con riferimento ai DP "Upper Bound".

$$T_{UB} = 1.793 \text{ s}$$

$$T_{UB}/T_{Nom} = 1.793 / 2.109 = 0.85$$

Scale: 1: 452.268
Zoom: 112.0
Eye: (-0.58863, -0.742508, 0.319682)
Eigenvalue analysis
Analysis: 06 - Modale
Loadcase: 26:Mode, 26:Mode 1 Frequency = 0.557837
Results file: Margi_sottostrutture_r04_dx_UB-06 - Modale.mys
Eigenvalue: 12.285
Natural frequency: 0.557837
Error norm: 19.5716E-9
Maximum displacement 0.798794E-3 at node 409
Deformation exaggeration: 3.39713E3

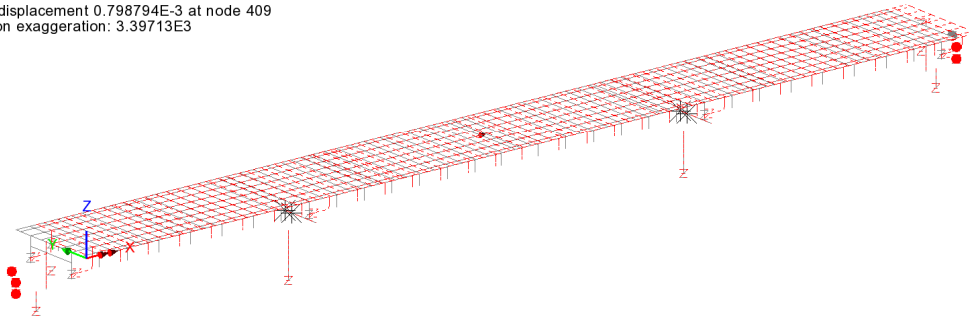
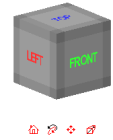


Figura 11.1 Periodo UBDP Analysis

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

11.2.1.2 Reazioni orizzontali baggioli (SLC)

Scale: 1: 513.567
Zoom: 110.714
Eye: (-0.544478, -0.743611, 0.388054)
Combining on: Fh
Gk + Ed_SLC (solo per appoggi (Max)
Peak/value entity: Force/Moment - 3D Joint (JSH4,JL46)
Peak/value component: Fh
Peak range(%): 10.0
Peak/value maximum 3.8355E6 at Gauss point 1 of element 8
Peak/value minimum 0.0 at Gauss point 1 of element 1075

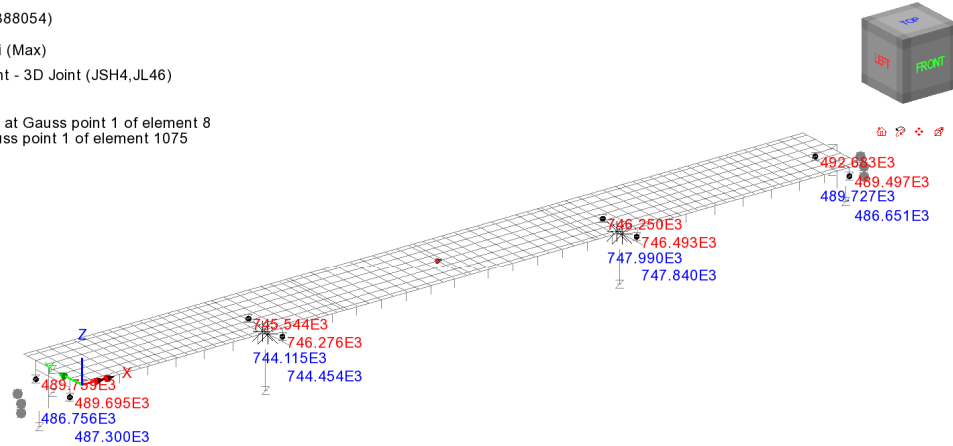


Figura 11.2 Reazioni orizzontali SLC - NomDP Analysis

Scale: 1: 452.268
Zoom: 112.0
Eye: (-0.58863, -0.742508, 0.319682)
Combining on: Fh
Gk + Ed_SLC (solo per appoggi (Max)
Peak/value entity: Force/Moment - 3D Joint (JSH4,JL46)
Peak/value component: Fh
Peak range(%): 10.0
Peak/value maximum 4.0265E6 at Gauss point 1 of element 8
Peak/value minimum 0.0 at Gauss point 1 of element 1075

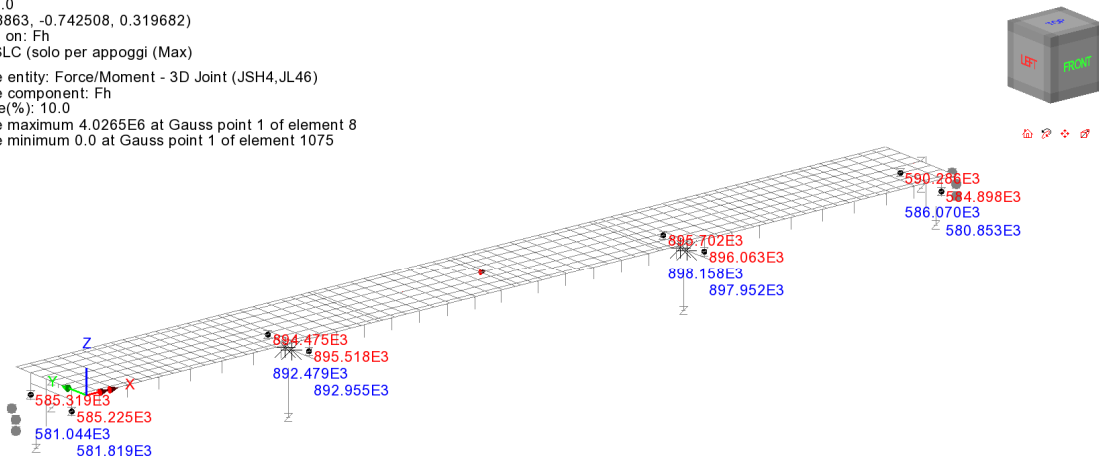


Figura 11.3 Reazioni ai baggioli - UBDP Analysis

Si rileva un incremento dell'azione orizzontale agli appoggi pari a:

$\eta = 898/748 = 1.20$ per i baggioli sulle pile
 $\eta = 590/490 = 1.20$ per i baggioli sulle spalle

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

11.2.1.3 Spiccato e fondazioni pile

In figura si riportano le sollecitazioni rappresentative, per sisma SLV (massimo / minimo momento flettente longitudinale My e trasversale Mz) rilevate lungo il fusto e fondazione appartenenti alla pila 1, che risulta tra le due presenti, quella maggiormente sollecitata.

Si riportano, per confronto, le sollecitazioni rilevate con le caratteristiche nominali.

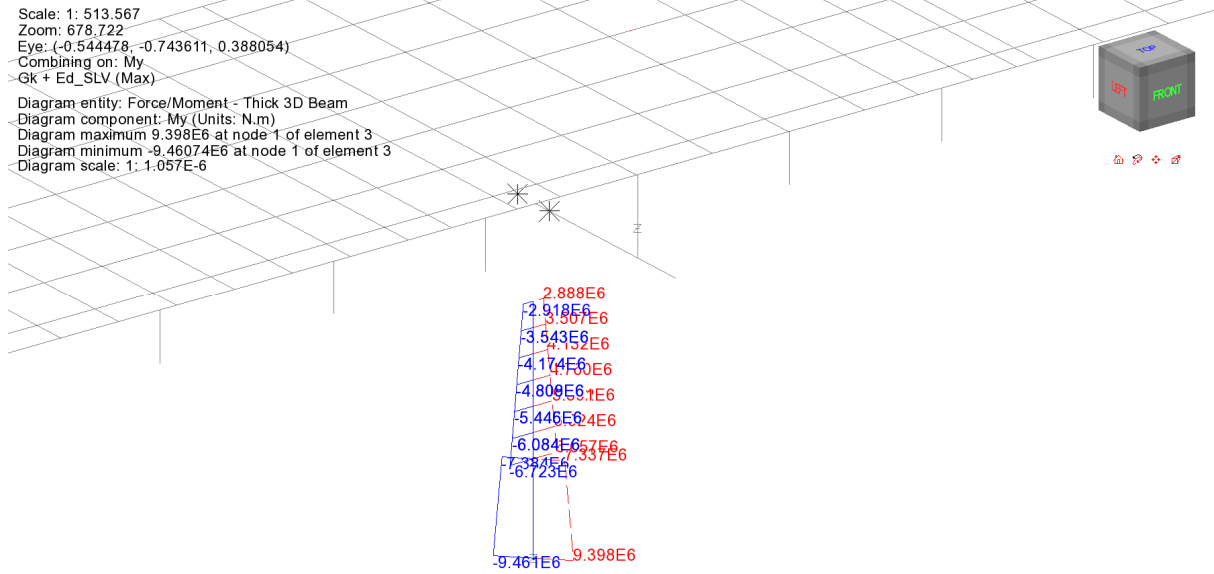


Figura 11.4 My SLV pila - NomDP analysis

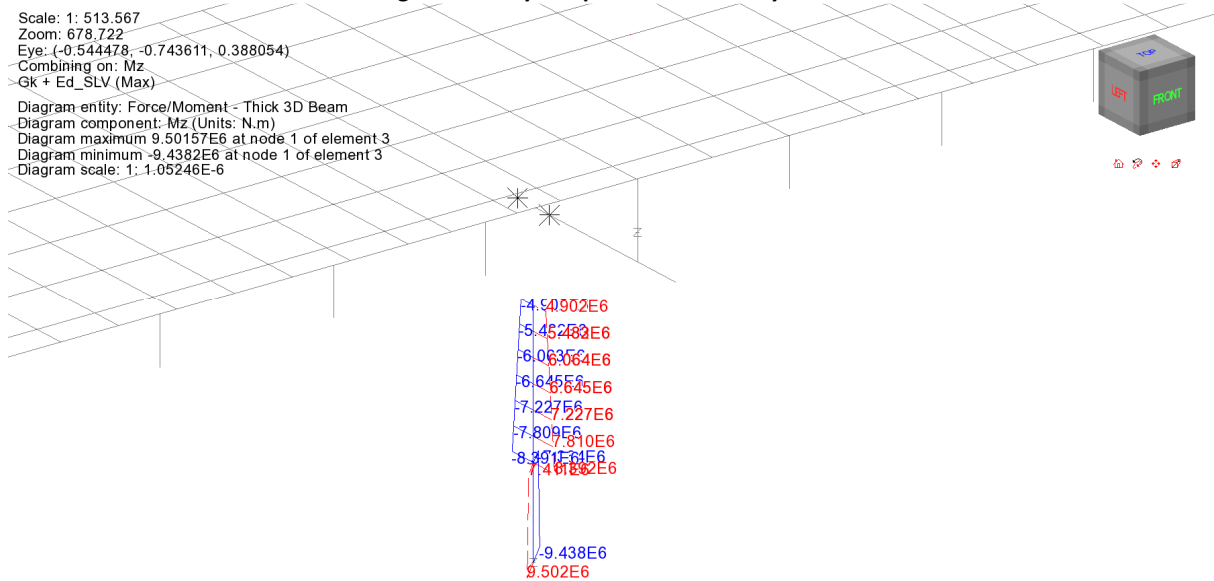


Figura 11.5 Mz SLV pila - NomDP analysis

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

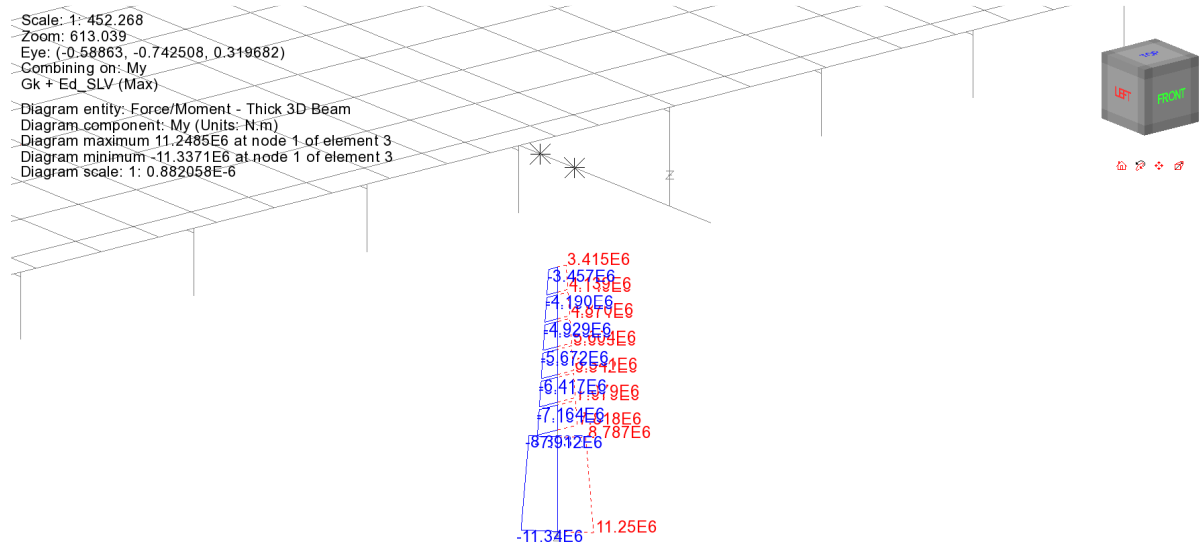


Figura 11.6 My SLV pila - UBDP analysis

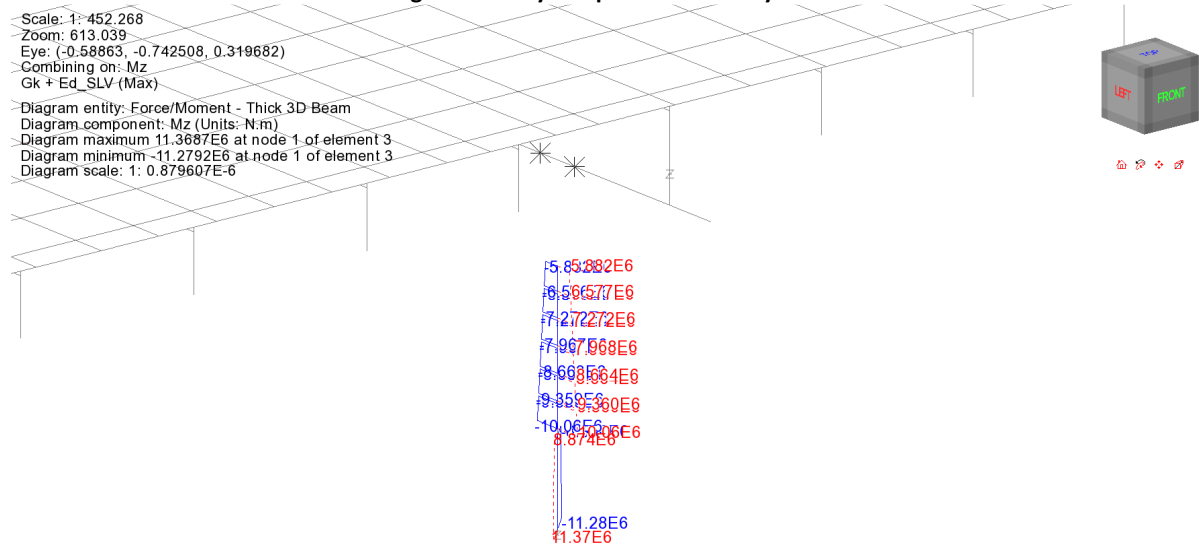


Figura 11.7 Mz SLV pila - UBDP analysis

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

11.2.1.4 Spiccato paramento e fondazione spalla

In figura si riportano le sollecitazioni rappresentative, per sisma SLV (massimo momento longitudinale My) in corrispondenza della spalla 2, che risulta essere quella maggiormente sollecitata. Si riportano, per confronto, le sollecitazioni rilevate con le caratteristiche nominali.

Scale: 1: 513.567
Zoom: 841.615
Eye: (-0.544478, -0.743611, 0.388054)
Combining on: My
Gk + Ed_SLV (Min)
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram minimum -32.4314E6 at node 9 of element 14
Diagram scale: 1: 0.308343E-6

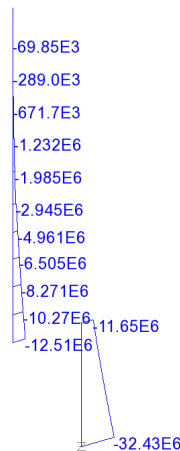


Figura 11.8 My SLV Spalla – NomDP Analysis

Scale: 1: 452.268
Zoom: 694.578
Eye: (-0.58863, -0.742508, 0.319682)
Combining on: My
Gk + Ed_SLV (Min)
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram minimum -33.1007E6 at node 9 of element 14
Diagram scale: 1: 0.302108E-6

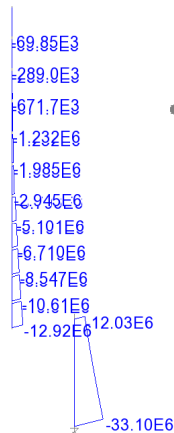


Figura 11.9 My SLV Spalla – UBDP Analysis

Come si può vedere direttamente dall'esame dei valori numerici, si rilevano differenze di rilievo solamente per quanto riguarda il comportamento della pila.

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

11.2.2 *Analisi "Lower Bound"*

11.2.2.1 *Periodo di vibrazione*

Di seguito il primo modo di vibrare valutato con riferimento ai DP "Lower Bound" (LBDP Analysis).

Scale: 1: 398.993
Zoom: 100.0
Eye: (-0.608923, -0.700568, 0.372045)
Eigenvalue analysis
Analysis: 06 - Modale
Loadcase: 26:Mode, 26:Mode 1 Frequency = 0.420433
Results file: Margi_sottostrutture_r04_dx_LB-06 - Modale.mys
Eigenvalue: 6.97835
Natural frequency: 0.420433
Error norm: 33.2928E-9
Maximum displacement 0.789726E-3 at node 409
Deformation exaggeration: 3.03138E3

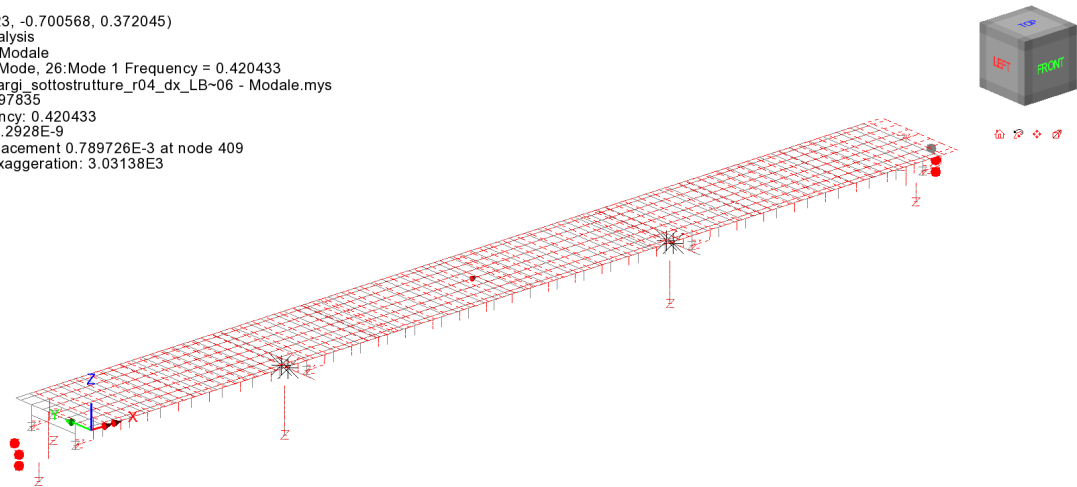


Figura 11.10 Periodo LB

$$T_{LB} = 2.38 \text{ s}$$

$$T_{LB}/T_{Nom} = 2.38 / 2.109 = 1.12$$

11.2.2.2 *Escursione ai giunti*

Di seguito si richiama il valore di massima "chiusura" rilevato al giunto spalla con i DPNominali, ed il valore valutato con riferimento ai DP "Lower Bound".

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

Scale: 1: 513.567
Zoom: 124.0
Eye: (-0.60703, -0.664555, 0.435754)
Combining on: Ex
Gk + Ed_SLV (Max)
Peak/value entity: Strain - 3D Joint (JSH4,JL46)
Peak/value component: Ex (Units: m)
Peak range(%): 10.0
Peak/value maximum 0.261241 at node 978
Peak/value minimum -0.263247 at node 95

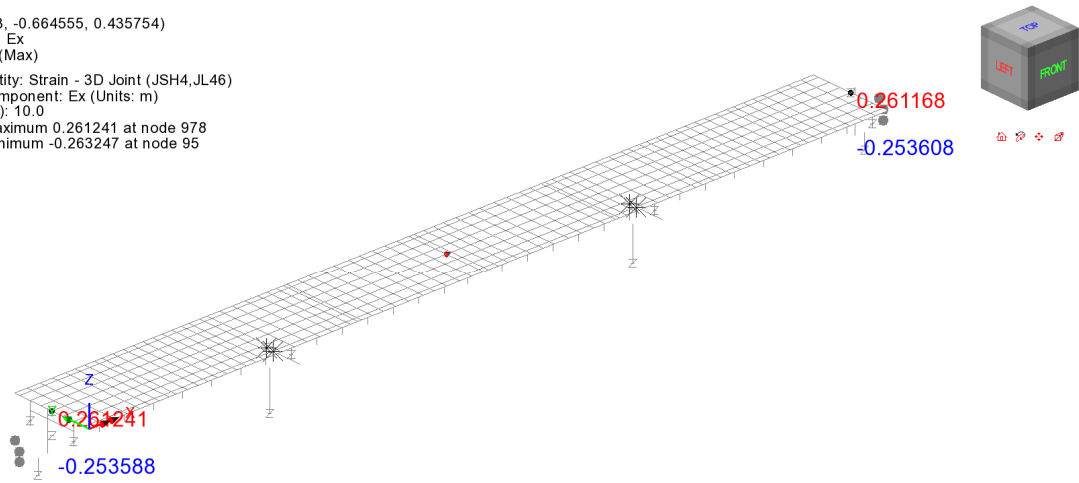


Figura 11.11 Escursione lg giunti SLV – NomDP analysis

Scale: 1: 398.993
Zoom: 100.0
Eye: (-0.608923, -0.700568, 0.372045)
Combining on: Ex
Gk + Ed_SLV (Max)
Peak/value entity: Strain - 3D Joint (JSH4,JL46)
Peak/value component: Ex (Units: m)
Peak range(%): 10.0
Peak/value maximum 0.289532 at node 978
Peak/value minimum -0.292215 at node 95

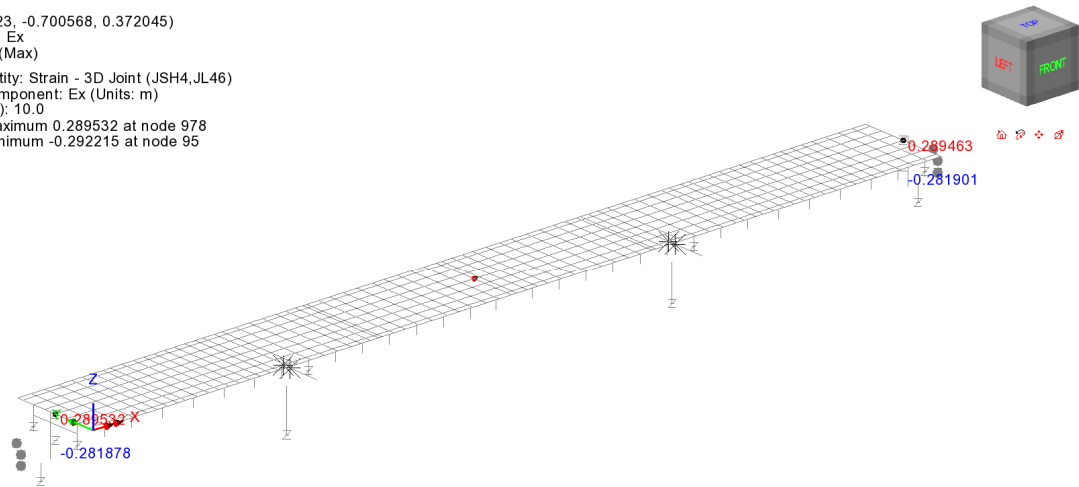


Figura 11.12 Escursione lg giunti SLV – LB DP analysis

(i valori in rosso in figura indicano la apertura, quelli in blu la chiusura)

Il rapporto dei valori inerenti la "chiusura" rilevata con riferimento ai valori LB rispetto ai valori nominali restituisce:

$$\eta = 281/253 = 1.11$$

11.3 CONCLUSIONI

Si è effettuato il confronto delle grandezze maggiormente rappresentative, influenzate dalla potenziale variazione delle caratteristiche di rigidità degli isolatori.
Di seguito la sintesi dei controlli.

11.3.1 Reazioni sui baggioli

Si rileva un incremento della massima reazione SLC all'appoggio inferiore al 21 %.
L'influenza di tale variazione è stata valutata sull'esito delle verifiche dei meccanismi resistenti dei baggioli, confermando, nel complesso, l'esito delle verifiche.
In particolare, considerando anche il contributo resistente indotto dalla minima componente verticale concomitante, la variazione del rapporto di sfruttamento risulta come segue:

Baggioli pile

$$\eta = V_{Ed,SLC}/V_{Rd} = 749 / 2166 = 0.35 \quad \text{analisi NomDP}$$

$$\eta = V_{Ed,SLC}/V_{Rd} = 901 / 2106 = 0.43 \quad \text{analisi UBDP}$$

Baggioli spalle

$$\eta = V_{Ed,SLC}/V_{Rd} = 508 / 814 = 0.62 \quad \text{analisi NomDP}$$

$$\eta = V_{Ed,SLC}/V_{Rd} = 613 / 795 = 0.77 \quad \text{analisi UBDP}$$

11.3.2 Sollecitazioni su spalla e relativi pali

Le sollecitazioni lungo la spalla (spiccato paramento e fondazione) risultano dominate dalle azioni originate sulla spalla stessa, dovuta alle spinte ed alle masse in gioco, risultando le azioni trasmesse dall'impalcato di minore rilievo.

Per questo motivo, l'incremento di sollecitazione trasmesse dall'impalcato induce sul comportamento flessionale longitudinale della spalla variazioni molto limitate.

Il rapporto tra le sollecitazioni "Upper Bound" e quelle ricavate sulla base dei valori nominali risulta:

$$M_{y,UB} / M_{y,NOM} = 12.9/12.5 = 1.03 \quad \text{per lo spiccato paramento}$$

$$M_{y,UB} / M_{y,NOM} = 33.1/32.4 = 1.02 \quad \text{per l'intradosso fondazione}$$

In ambedue i casi, si tratta pertanto di variazioni particolarmente limitate, e non in grado di influenzare i rapporti di sfruttamento ricavati in fase di verifica, rispettivamente per gli elementi strutturali di elevazione e fondazione e, rispettivamente, per le sottofondazioni.

11.3.3 Sollecitazioni pila

11.3.3.1 Fusto pila

Le sollecitazioni sulla pila 1 rilevano, come prevedibile, un incremento delle sollecitazioni sismiche paragonabile percentualmente a quello rilevato in corrispondenza degli appoggi, data la limitata snellezza della pila.

Per lo spiccato fusto, il rapporto tra i valori flettenti rilevati nell'analisi UB e quelli rilevati dall'analisi con valori nominali risulta:

$$M_{y,UB} / M_{y,NOM} = 7912 / 6723 = 1.18$$

$$M_{z,UB} / M_{z,NOM} = 10060 / 8392 = 1.20$$

Esaminando i risultati delle verifiche riportati in 10.1.1., con particolare riferimento ai risultati contenuti nei tabulati di RC-Sec inerenti le verifiche per tensioni normali in fase sismica (n. comb. da 7 a 12), si rileva la presenza di un coefficiente di sicurezza minimo pari rispettivamente a 1.37 per le combinazioni max/min Mz (n. 11 e n. 12) e pari a 1.62, per le combinazioni max/min My (comb. n. 9 e 10).

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

Data la sostanziale equivalenza dell'azione assiale concomitante, la presenza di un incremento dell'azione flettente, si traduce in una proporzionale riduzione del coefficiente di sicurezza, il che consente di prevedere la presenza di un coefficiente ancora maggiore dell'unità, pure in presenza dei valori "upper bound" di analisi. Il valore di $V_{Rc,d}$ calcolato, risulta ampiamente in grado di soddisfare l'incrementata domanda in termini di azione tagliante.

11.3.3.2 Platea

Le verifiche sugli elementi della platea sono condizionate dalle azioni assiali S.L.U. non sismiche nei pali, che risultano in questo caso dimensionanti, e scarsamente sensibili alla variazione di rigidità degli isolatori. Si può pertanto ritenere che la variazione "UB" non abbia sostanziale influenza sull'esito finale delle verifiche della platea.

11.3.3.3 Pali

Qui di seguito si riportano, limitatamente alla condizione sismica, i valori dei sforzi assiali nei pali, al netto dell'incremento per considerare la presenza del rinterro al di sopra della platea di fondazione, rispettivamente per l'analisi con valori nominali (per la quale si richiamano i valori tabellari riportati in relazione) e per l'analisi "upper bound".

Sollecitazioni nei pali pila1

	Np1	Np2	Np3	Np4	Np5	Np6	
Ed SLV max N	-2932.81	-2454.25	-1975.70	-1674.21	-1195.66	-717.10	
Ed SLV min N	-1025.07	-1509.29	-1993.50	-2268.65	-2752.87	-3237.08	
Ed SLV max My	-3086.96	-2574.15	-2061.35	-1685.32	-1172.52	-659.71	
Ed SLV min My	-869.09	-1385.42	-1901.74	-2261.44	-2777.76	-3294.08	
Ed SLV max Mx	-3081.40	-2557.03	-2032.67	-1710.56	-1186.19	-661.83	-659.71
Ed SLV min Mx	-874.65	-1402.54	-1930.43	-2236.20	-2764.08	-3291.97	-3294.08

Tabella 11.1 Sforzi normali nei pali - sisma SLV - NomDP

Sollecitazioni nei pali pila1

	Np1	Np2	Np3	Np4	Np5	Np6	
Ed SLV max N	-3128.99	-2566.68	-2004.37	-1642.13	-1079.82	-517.51	
Ed SLV min N	-829.77	-1400.08	-1970.40	-2295.40	-2865.72	-3436.03	
Ed SLV max My	-3323.12	-2712.82	-2102.53	-1643.50	-1033.21	-422.91	
Ed SLV min My	-633.44	-1248.71	-1863.97	-2299.93	-2915.19	-3530.46	
Ed SLV max Mx	-3315.63	-2688.99	-2062.34	-1679.56	-1052.91	-426.27	-422.91
Ed SLV min Mx	-640.93	-1272.54	-1904.16	-2263.87	-2895.49	-3527.11	-3530.46

Tabella 11.2 Sforzi normali nei pali - sisma SLV - UBDP

Come si può notare dall'esame dei risultati, l'incremento di sollecitazione indotto sul fusto di pila, si riflette in un incremento sulle azioni nei pali piuttosto limitato.

Confrontando i valori massimi di azione assiale in fase sismica, si rileva:

$$N_{\max,UB} / N_{\max,NomDP} = 3530 / 3294 = 1.07$$

Tale incremento, piuttosto contenuto, non viene ritenuto particolarmente significativo ai sensi della misura della sicurezza, tenuto conto del fatto che le azioni dimensionanti risultano riferite alla combinazione S.L.U. non sismica,

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

meno sensibile alle variazioni di rigidezza dei dispositivi.

Qui di seguito si richiamano le sollecitazioni nei pali rilevati nella condizione S.L.U. .

Sollecitazioni nei pali pila1

	Np1	Np2	Np3	Np4	Np5	Np6	
SLU STR max N	-1525.89	-1670.81	-1815.72	-1938.27	-2083.18	-2228.10	
SLU STR min N	-4278.94	-3938.31	-3597.68	-3339.16	-2998.53	-2657.90	
SLU STR max My	-3714.21	-3228.84	-2743.48	-2375.90	-1890.54	-1405.17	
SLU STR min My	-2100.78	-2586.51	-3072.24	-3438.27	-3924.00	-4409.73	
SLU STR max Mx	-3699.20	-3197.35	-2695.49	-2404.81	-1902.95	-1401.10	-1401.10
SLU STR min Mx	-2115.79	-2618.01	-3120.22	-3409.37	-3911.58	-4413.80	-4413.80

Tabella 11.3 Sforzi normali nei pali – S.L.U. non sismica - NomDP

L'azione di dimensionamento dei pali risulta in ogni caso maggiore di quella ricavata dall'analisi "UB".

11.3.4 Spostamenti ai giunti

Si rileva un incremento del quadro deformativo sotto sisma di circa il 11 %, con un valore massimo in "chiusura" del varco giunti pari a 282 mm.

Si evidenzia che gli spostamenti rilevati in condizioni LB per sisma SLV risultano comunque pienamente compatibili con il varco prescelto, che risulta essere di 340 mm.

Per quanto riguarda il dimensionamento del giunto, nell'ipotesi di ammettere il danneggiamento locale dell'apparecchiatura in fase sismica, l'incremento risulta ininfluenza.

12. TERRE RINFORZATE

12.1 ELEMENTI DI RINFORZO - TERRAMESH SYSTEM

La struttura di sostegno in terra rinforzata con paramento in pietrame è realizzata in elementi marcati CE in accordo con la ETA 16/0767 per gli specifici impieghi come "sistemi in rete metallica per il rinforzo del terreno per opere di sostegno". La struttura è costituita da elementi di armatura planari orizzontali, larghi 2.0 m, in rete metallica a doppia torsione, realizzati in accordo con le "Linee Guida per la certificazione di idoneità tecnica all'impiego e l'utilizzo di prodotti in rete metallica a doppia torsione "approvate dal Consiglio Superiore LL.PP. (n.69/2013), ed in accordo con la UNI EN 10223-3:2013.

La rete metallica a doppia torsione deve essere realizzata con maglia esagonale tipo 8x10 (UNI-EN 10223-3), tessuta con filo in acciaio trafilato, avente un diametro pari 2.70 mm, galvanizzato con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%), conforme all'EN 10244-2 (Classe A) con un quantitativo non inferiore a 245 g/mq. Oltre a tale trattamento il filo sarà ricoperto da un rivestimento di materiale plastico che dovrà avere uno spessore nominale di 0.50 mm, portando il diametro esterno al valore nominale di 3.70 mm. La resistenza del polimero ai raggi UV sarà tale che a seguito di un'esposizione di 2500 ore a radiazioni UV (secondo ISO 4892-2 o ISO 4892-3) il carico di rottura e l'allungamento a rottura non variano in misura maggiore al 25%.

La resistenza a trazione della rete dovrà essere non inferiore a 50 kN/m (test eseguiti in accordo alla UNI EN 10223-3:2013).

La rete una volta sottoposta al 50% del carico massimo a rottura per trazione pari a 25 kN/m, non dovrà presentare rotture del rivestimento plastico del filo all'interno delle torsioni.

Capacità di carico a punzonamento della rete dovrà essere non inferiore a 65 kN (test eseguiti in accordo alla UNI 11437 e alla ISO 17746).

La rete deve presentare una resistenza a corrosione in SO₂ (0,2 dm³ SO₂ per 2 dm³ acqua) tale per cui dopo 28 cicli la percentuale di ruggine rossa non deve essere superiore al 5% (test eseguito in accordo alla EN ISO 6988).

La rete deve presentare una resistenza a corrosione in test in nebbia salina tale per cui dopo 6000h la percentuale di ruggine rossa non deve essere superiore al 5% (test eseguito in accordo alla EN ISO 9227).

Il paramento, costituito da un elemento scatolare di sezione 1.00 m x 1.00 m, sarà realizzato risvoltando frontalmente la rete metallica a doppia torsione e collegandola posteriormente con un pannello posteriore di chiusura, solidale con l'elemento di rinforzo orizzontale; in tal modo l'elemento sarà realizzato conferendo continuità, senza legature, tra paramento esterno ed armature di rinforzo. Gli elementi di rinforzo contigui saranno posti in opera e legati tra loro con punti metallici meccanizzati galvanizzati con Galmac lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%) classe A secondo la UNI EN 10244-2, con diametro 3.00 mm e carico di rottura minimo pari a 1700 MPa.

Il Sistema Qualità della ditta produttrice dovrà essere inoltre certificato in accordo alla ISO 9001:2008 da

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

un organismo terzo indipendente. Il Sistema di Gestione Ambientale della ditta produttrice dovrà essere inoltre certificato in accordo alla ISO 14001:2004 da un organismo terzo indipendente.

Le lunghezze dei rinforzi sono riportate negli elaborati grafici di dettaglio e nei tabulati di dimensionamento allegati.

12.2 REQUISITI RICHIESTI PER IL RILEVATO STRUTTURALE

Il terreno di riempimento che costituisce il rilevato strutturale dell'opera, potrà provenire sia da scavi precedentemente eseguiti sia da cave di prestito e facendo riferimento alle classificazioni ASTM D 3282 o UNI 10006 dovrà appartenere ai A1-a, A1-b, A3, A2-4, A2-5 con esclusione di pezzature superiori a 150mm.

Il materiale con dimensioni superiori a 100 mm è ammesso con percentuale inferiore al 15% del totale. In ogni caso dovranno essere esclusi i materiali che, da prove opportune, presentino parametri geomeccanici (angoli d'attrito e coesione) minori di quelli previsti in progetto.

Il peso di volume del terreno di riempimento, in opera compattato, dovrà essere superiore a 18-19 kN/m³.

Le caratteristiche e l'idoneità dei materiali saranno accertate mediante le seguenti prove di laboratorio.

- analisi granulometrica;
- determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- determinazione del limite liquido e dell'indice di plasticità sull'eventuale porzione di passante al setaccio 0,4 UNI 2332;
- prova di compattazione AASHTO.

Le prove andranno distribuite in modo tale da essere sicuramente rappresentative dei risultati conseguiti in sede di preparazione dei piani di posa degli elementi di rinforzo, in relazione alle caratteristiche dei terreni utilizzati.

12.3 PIETRAME

Il pietrame da usarsi per il riempimento della facciata del Terramesh System potrà essere indifferentemente pietrame di cava o ciottoli purché abbia una struttura compatta, non friabile, resistente all'acqua, non gelivo e di alto peso specifico. Il materiale di riempimento dovrà avere forma omogenea d'opportuna pezzatura che in virtù della dimensione della maglia prevista (tipo 8x10) è di 100/200 mm. Potrà essere utilizzato materiale per un massimo del 5% in peso di pezzatura superiore od inferiore e dovrà essere utilizzato nella parte centrale dei gabbioni (evitando la facciata anteriore e posteriore). La pezzatura dovrà comunque avere diametro compreso fra 50mm e 250mm.

12.4 ISTRUZIONI OPERATIVE PER LA REALIZZAZIONE DEL RILEVATO STRUTTURALE

12.4.1 Posa degli elementi di rinforzo

Il piano di posa dovrà essere predisposto fino a raggiungere la quota d'imposta del primo elemento di Terramesh da eseguire, secondo le indicazioni riportate negli elaborati di progetto.

Si dovrà provvedere innanzitutto al taglio delle piante e alla estirpazione delle ceppaie, radici, arbusti ecc, il terreno dovrà quindi essere adeguatamente rullato e compattato fino ad ottenere le caratteristiche previste nel capitolato.

Il piano di fondazione dovrà essere regolare ed idoneo per la posa e compattazione del primo strato di riporto con ottenimento dei requisiti richiesti.

Non si dovrà operare in presenza di ristagni d'acqua o con terreni rammolliti, né in presenza di elevato contenuto organico (nell'eventualità questi dovranno essere bonificati, per completa sostituzione).

Nel caso in cui il piano di posa si trovi localmente depresso, in condizioni favorevoli ai ristagni d'acqua, si dovranno eseguire delle canalette di scolo laterale in pendenza con adeguato recapito.

Prima di eseguire il primo riporto occorre eseguire almeno 2-3 passate con un rullo liscio.

Ogni qualvolta i rilevati dovranno poggiare su declivi con pendenza superiore al 20%, ultimata l'asportazione del terreno vegetale e fatta eccezione per diverse e più restrittive prescrizioni derivanti dalle specifiche condizioni di stabilità globale del pendio, si dovrà provvedere all'esecuzione di una gradonatura con banche in leggera contropendenza (tra 1% e 2%) e alzate verticali contenute in altezza.

TMS (Terramesh System)

Gli elementi di Terramesh dovranno essere posti in opera per strati costante, secondo le modalità di seguito riportate.

1. Apertura e predisposizione dell'elemento Terramesh avendo cura di stendere il telo di rinforzo eliminando le linee di piegatura preformate in fase di produzione e mettere in posizione gli elementi;
2. Messa in scatola della facciata Per l'assemblaggio e la legatura degli elementi, è necessario essere provvisti di pinze e tenaglie e di una graffiatrice tipo pneumatico, con alimentazione ad aria compressa (6-8 bar). In generale, per le operazioni di legatura per una continuità strutturale, si consiglia un intervallo tra punto e punto massimo di 20 cm;
3. Riempimento con pietrame della facciata;

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

4. Riempimento degli elementi di rinforzo in rete con materiale idoneo, fino a formare uno strato di spessore di 250 mm;
5. Compattazione del materiale posto in opera mediante rullatura, secondo le indicazioni successivamente riportate;
6. Risagomatura del piano di posa per l'esecuzione dell'elemento Terramesh successivo;
7. Ripetizione delle azioni da 1 a 7 fino a completamento della struttura.

12.4.2 Compattazione

Le operazioni di compattazione, il tipo, le caratteristiche dei mezzi di compattazione, nonché le modalità esecutive di dettaglio (numero di passate, velocità operativa, frequenza) devono essere tali da garantire la prevista densità finale del materiale.

In ogni modo, deve ritenersi esclusa la possibilità di compattazione con pale meccaniche. Nel caso in cui lo sviluppo planimetrico dei manufatti sia modesto e gli spazi di lavoro disponibili siano esigui, si useranno mezzi di compattazione leggeri, quali piastre vibranti e costipatori vibranti azionati a mano. Ogni strato sarà messo in opera con un grado di compattazione pari al 95% del valore fornito dalle prove Proctor (ASTM D 1557).

La compattazione dovrà essere condotta con metodologia atta ad ottenere un addensamento uniforme. A tale scopo, i mezzi dovranno operare con sistematicità lungo direzioni parallele, garantendo una sovrapposizione fra ciascuna passata e quella adiacente pari al 10% del mezzo costipante. La compattazione a tergo delle opere eseguite dovrà essere tale da escludere una riduzione dell'addensamento e nello stesso tempo il danneggiamento delle opere stesse. In particolare, si dovrà fare in modo che i compattatori a rullo operino ad una distanza non inferiore a 0.50 m dal paramento esterno, e procedere quindi ad una successiva compattazione con "rana compattatrice" o piastra vibrante della porzione di terreno posta ad una distanza inferiore a 0.50 m dal paramento.

Questo procedimento consente di non generare deformazioni locali indotte dal passaggio o urto meccanico dei mezzi contro i componenti del sistema. Durante la costruzione, nel caso di danni causati dalle attività di cantiere o dovuti ad eventi meteorologici si dovrà provvedere al ripristino delle condizioni iniziali.

12.4.3 Condizioni climatiche

La costruzione dei rilevati in presenza di gelo o di pioggia persistenti non sarà consentita in linea generale, tranne per quei materiali meno suscettibili all'azione del gelo e delle acque meteoriche (es. ghiaia). Nella esecuzione di rilevati con terre ad elevato contenuto della frazione coesiva dovranno essere tenuti a disposizione anche dei rulli gommati che permettano la chiusura della superficie dell'ultimo strato in caso di pioggia.

12.4.4 Eventuali rilevati di prova

Quando prescritto dalla Direzione Lavori, l'Impresa procederà alla esecuzione dei rilevati di prova.

In particolare, si potrà fare ricorso ai rilevati di prova per verificare l'idoneità di materiali diversi da quelli

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

specificati nei precedenti capitoli.

Il rilevato di prova consentirà di individuare le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali messi in opera, le caratteristiche dei mezzi di compattazione (tipo, peso, energie vibranti) e le modalità esecutive più idonee (numero di passate, velocità del rullo, spessore degli strati, ecc.), le procedure di lavoro e di controllo cui attenersi nel corso della formazione dei rilevati.

12.4.5 Prove di controllo

Prima che venga messo in opera uno strato di terreno nel rilevato rinforzato, quello precedente dovrà essere sottoposto alle prove di controllo e possedere i requisiti di costipamento richiesti.

La frequenza delle prove di seguito specificata, deve ritenersi come indicativa e potrà essere diminuita o aumentata, secondo quanto prescritto dalla Direzione Lavori in considerazione della maggiore o minore omogeneità granulometrica dei materiali portati a rilevato e della variabilità nelle procedure di compattazione.

L'Impresa dovrà eseguire le prove di controllo nei punti indicati dalla Direzione Lavori ed in contraddittorio con la stessa.

L'Impresa potrà eseguire le prove di controllo o in proprio o tramite un laboratorio esterno comunque approvato dalla Direzione Lavori.

La serie di prove sui primi 5000 mc. potrà essere effettuata una sola volta a condizione che i materiali mantengano caratteristiche omogenee e siano costanti le modalità di compattazione.

In caso contrario la Direzione Lavori potrà prescrivere la ripetizione della serie.

Le prove successive devono intendersi riferite a quantitativi appartenenti allo stesso strato di rilevato.

Tipo di Prova	PRIMI 5000 m ³ Ripetere la prova ogni (m ³)	SUCCESSIVI m ³
Classif. CNR - UNI 10006	2000	5000
Costipazione AASHTO Mod. CNR	2000	5000
Densità in sito CNR 22	250	1000
Carico su piastra CNR 9 - 70317	1000	5000
Controllo umidità	*	*

* Frequenti e rapportate alle condizioni meteorologiche locali ed alle caratteristiche di omogeneità dei materiali costituenti il rilevato

12.5 CONDIZIONI DI CARICO VERIFICATE

Il dimensionamento della struttura è stato condotto sulla base dei dati forniti dal cliente secondo gli Stati limite Ultimi (SLU - SLV) sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

In accordo con Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008 - capitolo 6 – sono stati applicati coefficienti parziali ai carichi, ai parametri geotecnici ed alle resistenze (come definiti nel capitolo successivo).

Per quanto riguarda la stabilità globale si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 2: A2+M2+R2.

Per quanto riguarda le verifiche agli SLU di tipo geotecnico (GEO) cioè per le Verifiche Esterne a Scorrimento della Fondazione e per la verifica di Portanza della Fondazione si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 2: A2+M2+R2, in accordo con quanto riportato nella Circolare Interpretativa par. C6.5.3.1.1)

Per quanto riguarda invece le verifiche e agli SLU di tipo strutturale (STR) (par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno), per le Verifiche di resistenza degli elementi strutturali si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 1: A1+M1+R1.

In accordo con Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008 - capitolo 7.11 – sono state condotte anche le verifiche in condizioni Sismiche applicando i coefficienti parziali dei parametri geotecnici ed alle resistenze (come definiti nel capitolo successivo), mentre i coefficienti parziali dei carichi sono stati posti pari ad 1.

Per quanto riguarda la stabilità globale si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 2: M2+R2+kh+kh

Per quanto riguarda le verifiche agli SLU di tipo geotecnico (GEO) cioè per le Verifiche Esterne a Scorrimento della Fondazione e per la verifica di Portanza della Fondazione si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 2: M2+R2+kh+kh, in accordo con quanto riportato nella Circolare Interpretativa par. C6.5.3.1.1)

Per quanto riguarda invece le verifiche e agli SLU di tipo strutturale (STR) (par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno), per le Verifiche di resistenza degli elementi strutturali si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 1: M1+R1+kh+kh.

12.6 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI

Il progetto strutturale e geotecnico delle opere in esame sarà condotto in conformità alle indicazioni del D.M. 14/01/2008 (rif. Cap. 6).

Nell'ambito delle verifiche allo Stato Limite Ultimo si sono adottati i seguenti coefficienti parziali:

Coefficienti PARZIALI DEI PARAMETRI DI RESISTENZA γ_R		
$R_d = R_k / \gamma_R$	R1	R2
Stabilità globale	-	1.10

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

Scorrimento - Slittamento per attrito	1,00	1,00
Ribaltamento	1,00	1,00
Capacità portante della Fondazione - Punzonamento	1,00	1,00

Coefficients PARZIALI DEI PARAMETRI GEOTECNICI γ_M		
	M1	M2
Peso unità di volume γ_f	1,00	1,00
Angolo di attrito $\tan\Phi'_k$ (γ_ϕ)	1,00	1,25(*)
Coesione efficace c'_k (γ_c)	1,00	1,25(*)
Resistenza non drenata c_{uk} (γ_{cu})	1,00	1,40(*)

Coefficients PARZIALI AZIONI $\gamma_F = \gamma_F$		FASE STATICA SLU		
		A1	A2	EQU
<u>PERMANENTE:</u> (Pesi, spinte geostatiche del terreno; sovraccarichi permanenti) ($\gamma_G = \gamma_{F1G}$)	Sfavorevole	1,30	1,00	1,10
	Favorevole	1,00	1,00	0,90
<u>VARIABLE:</u> (sovraccarichi variabili; sisma; spinte relative indotte) ($\gamma_Q = \gamma_{F1Q}$)	Sfavorevole	1,50	1,30	1,50
	Favorevole	0,00	0,00	0,00

Nota:

Coefficients parziali dei carichi e delle spinte (i carichi permanenti non strutturali sono assimilati ai sovraccarichi permanenti in quanto compiutamente definiti).

12.7 METODO DI CALCOLO

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati viene condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità viene condotta mediante un programma di calcolo denominato MacStars W cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

generazione automatica di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento. In particolare, in questa sede si fa riferimento al metodo di BISHOP modificato che prevede l'utilizzo di superfici di scorrimento circolari.

Metodi utilizzati nel codice

Nel codice di calcolo di MacStars W si utilizzano i metodi semplificati di Bishop e Janbu. In entrambi i metodi il criterio di rottura adottato è quello di Mohr - Coulomb:

$$\tau = c + (\sigma - u) * \tan (\phi')$$

dove:

τ = tensione tangenziale massima

c = coesione

σ = pressione normale totale

u = pressione interstiziale

ϕ' = angolo di attrito

Applicando al valore della tensione tangenziale massima il coefficiente di sicurezza si ottiene la forza tangenziale mobilitata

Caratteristiche del metodo semplificato di Bishop sono:

- vale solo per superfici circolari e quasi circolari, cioè superfici che vengono assimilate a superfici circolari adottando un centro di rotazione fittizio;
- ipotizza che le forze di interazione tra i conci siano solo orizzontali;
- ottiene il coefficiente di sicurezza mediante scrittura della condizione di equilibrio alla rotazione intorno al centro della circonferenza;
- non soddisfa l'equilibrio globale in direzione orizzontale.

Caratteristiche del metodo semplificato di Janbu sono:

- vale per superfici di forma qualsiasi;
- ipotizza inizialmente che le forze di interazione tra i conci siano solo orizzontali;
- ottiene il coefficiente di sicurezza mediante scrittura della condizione di equilibrio alla traslazione verticale e quindi orizzontale;
- consente di tenere in conto le forze di interazione verticali (tangenziale) tra i conci mediante applicazione al precedente coefficiente di sicurezza di un fattore correttivo che dipende dalla geometria del problema e dal tipo di terreno;
- non soddisfa l'equilibrio globale alla rotazione del cuneo.

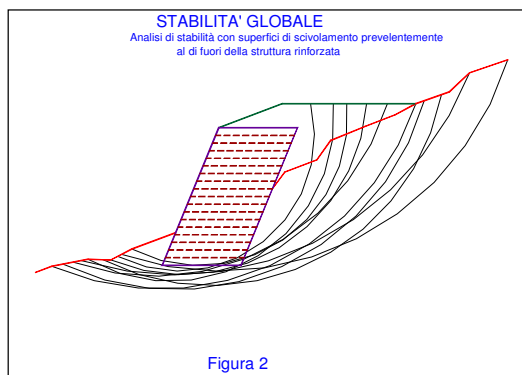
In relazione ai modelli di comportamento dei rinforzi una verifica di stabilità può essere condotta con il metodo rigido o con il metodo degli spostamenti.

Verifica di stabilità globale

La verifica di stabilità globale, o stabilità di base, è da intendersi come la verifica di stabilità con i metodi

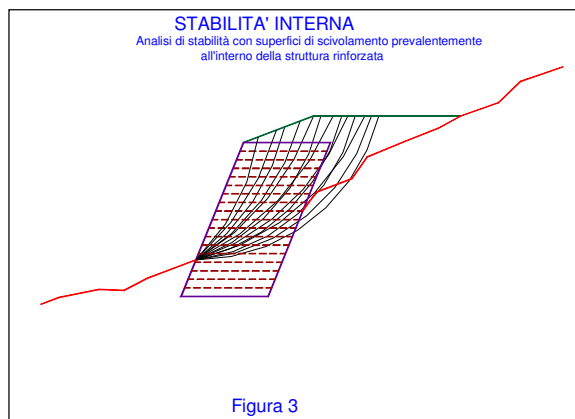
RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

all'equilibrio limite di un pendio, rinforzato o meno. Può quindi essere utilizzato per valutare la stabilità del pendio in assenza di rinforzi, prima delle ipotesi di progetto di rinforzo. A seguito del progetto, tale verifica è da utilizzare per valutare la stabilità dell'opera nei confronti di meccanismi di potenziale scivolamento profondi e quindi eventualmente esterni ai rinforzi stessi (fig. 2).



Verifica di stabilità interna

La verifica di stabilità interna (o stabilità di pendio) è quella verifica che consente di valutare il dimensionamento dell'opera, intesa come definizione dei rinforzi (tipologia, spaziatura, lunghezza, ecc.). In tale tipo di verifica le superfici di potenziale scivolamento partono dal piede di valle dell'opera di rinforzo e terminano nella parte superiore del pendio dopo aver attraversato l'opera progettata (fig. 3).



Modello rigido

Nel modello rigido si ipotizza che un qualsiasi rinforzo che attraversi la superficie di potenziale scorrimento analizzata fornisca la forza di rottura del rinforzo, penalizzata dal relativo coefficiente di sicurezza, indipendentemente dai valori di rigidezza dei rinforzi stessi. Per ciascun rinforzo devono essere verificate le seguenti condizioni:

- deve essere garantito un ancoraggio minimo (fornito dall'utente);
- deve essere garantito lo sfilamento nella zona di ancoraggio;
- deve essere garantito lo sfilamento all'interno della porzione di terreno instabile.

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

Nel primo caso, una lunghezza di ancoraggio inferiore al minimo stabilito comporta l'annullamento completo della trazione nel rinforzo

Nel secondo e nel terzo caso la trazione nel rinforzo viene limitata al minore dei due valori di sfilamento. Il calcolo delle forze ultime di sfilamento viene eseguito con il seguente procedimento, che si basa sulla considerazione che in tutti i punti del rinforzo sia raggiunta la condizione ultima (τ_u).

Sfilamento esterno (tratto di ancoraggio)

La zona di ancoraggio viene suddivisa in tratti e per ciascun tratto si calcola il valore della tensione tangenziale ultima (τ_u) dalla seguente relazione:

$$\tau_u = f \cdot \sigma_v$$

dove:

f = coefficiente di attrito totale del rinforzo sui materiali sopra e sotto nel tratto interessato, potendo essere rinforzo su rinforzo (f_{rr}) o rinforzo su terreno (f_{tr}).

σ_v = tensione verticale efficace sul tratto considerato, ottenuta dalla relazione:

$$\sigma_v = (W + P_v - U) / dx$$

W = peso totale della colonna di terreno sovrastante;

P_v = componente verticale del carico distribuito uniforme agente in sommità;

U = pressione neutra;

dx = larghezza del tratto considerato.

L'integrale delle tensioni tangenziali ultime fornisce la forza di sfilamento esterna ultima del rinforzo. Al valore così determinato può essere applicato un coefficiente di sicurezza definito dall'utente.

Sfilamento interno

Nel caso di rinforzi secondari il procedimento per il calcolo della forza di sfilamento ultima è identico a quella dello sfilamento esterno.

La lunghezza del rinforzo all'interno del blocco instabile viene suddivisa in tratti e per ciascun tratto si calcola il valore della tensione tangenziale ultima (τ_u) dalla seguente relazione:

$$\tau_u = f \cdot \sigma_v$$

dove il significato dei simboli è il medesimo del caso precedente. L'integrazione delle tensioni tangenziali ultime fornisce la forza ultima di sfilamento interno.

Nel caso di rinforzi principali è da aggiungere il contributo resistente dovuto al risvolto. Tale contributo (F_0) può essere calcolato mediante somma di due contributi:

$$F_0 = F_1 + \Delta F$$

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

Dove F_1 è il contributo che genera sfilamento nella parte risvoltata (orizzontale), mentre ΔF è l'ulteriore contributo che tiene conto delle forze radenti lungo il tratto subverticale, adiacente al paramento.

F_1 viene calcolata con procedimento analogo a quello dello sfilamento esterno (integrazione delle forze tangenziali ultime), mentre ΔF viene calcolato, nell'ipotesi che il tratto in oggetto assuma una configurazione semicircolare, dalla relazione:

$$\Delta F = F_1 \cdot \pi \cdot f_{tr}$$

Al valore di forza ultima totale di sfilamento interno può essere applicato un coefficiente di sicurezza definito dall'utente.

12.7.1 Generazione delle superfici di rottura

Nel codice di calcolo MacStars W è possibile assegnare una superficie di scorrimento mediante le coordinate (da utilizzare quando siano acquisite informazioni tali da conoscere la posizione della superficie di rottura del pendio) oppure è possibile far eseguire una ricerca della superficie di potenziale scorrimento, cioè la ricerca di quella superficie che presenta il coefficiente di sicurezza minore e quindi la superficie che presenta la maggiore probabilità di generare un collasso del pendio, qualora uno o più parametri di resistenza fossero inferiori a quelli del calcolo o i carichi fossero superiori.

La generazione delle superfici può essere di due tipi:

- superfici circolari;
- superfici casuali.

Il metodo di calcolo associabile alle superfici generate è: Bishop per superfici circolari, Janbu per superfici circolari e casuali.

Nel caso di superficie assegnata è possibile il calcolo sia con il metodo di Janbu che con il metodo di Bishop, ma in questo caso la forma della superficie deve essere prossima ad un arco di circonferenza.

La ricerca della superficie critica è sostanzialmente guidata dall'utente mediante l'utilizzo di alcuni parametri geometrici quali:

- l'estensione del tratto da cui partono le superfici;
- l'estensione del tratto in cui terminano le superfici;
- l'ampiezza dell'angolo di partenza delle superfici;
- la lunghezza di ogni singolo tratto della superficie di scorrimento;
- una quota minima sotto la quale le superfici non possono arrivare;
- un profilo geometrico all'interno del quale le superfici non possono entrare (ad esempio un profilo roccioso).

Il risultato finale può dipendere anche sensibilmente da tali scelte per cui è sempre opportuno eseguire

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

più calcoli con differenti parametri. L'utente ovviamente può anche scegliere quante superfici generare. Ogni singola superficie viene generata mediante successione di tratti (della lunghezza stabilita dall'utente) la cui inclinazione è generata in modo casuale, ma comunque parzialmente guidata per rispettare i vincoli imposti.

12.7.2 Carichi dinamici dovuti a forze di natura sismiche

MacStars W riconduce il calcolo in presenza di carichi sismici al metodo pseudostatico, introducendo nel calcolo forze di massa in direzione orizzontale ed in direzione verticale, ottenute moltiplicando il peso totale di ogni concio per i due coefficienti di intensità sismica.

Valori positivi dei coefficienti di intensità sismica, che vanno espressi come % di g, danno luogo a forze orientate verso l'esterno del pendio e verso l'alto.

Il contributo dei teli di rinforzo viene introdotto nel calcolo solo se essi intersecano la superficie di scivolamento. La resistenza a trazione nei rinforzi può mobilitarsi per l'aderenza tra il rinforzo stesso ed i materiali (terreno o altri rinforzi) che si trovano sopra e/o sotto.

Tale contributo viene simulato con una forza stabilizzante diretta verso l'interno del rilevato applicata nel punto di contatto tra superficie di scorrimento e rinforzo stesso. Il modulo di tale forza è determinato scegliendo il minore tra il valore della resistenza a rottura del rinforzo ed il valore della resistenza allo sfilamento del rinforzo nel tratto di ancoraggio o nel tratto interno alla porzione di terreno instabile.

Per tenere conto dell'effetto dei rinforzi è stato implementato un modello di comportamento rigido. Nel modello rigido si ipotizza che un qualsiasi rinforzo, che attraversi la superficie di potenziale scorrimento analizzata, fornisca la forza di rottura del rinforzo penalizzata del relativo coefficiente di sicurezza, indipendentemente dai valori di rigidità dei rinforzi stessi. Per ciascun rinforzo vengono verificate le seguenti condizioni:

- deve essere garantito un ancoraggio minimo;
- deve essere garantito lo sfilamento nella zona di ancoraggio;
- deve essere garantito lo sfilamento all'interno della porzione di terreno instabile.

Nel primo caso una lunghezza di ancoraggio inferiore al minimo stabilito comporta l'annullamento completo della trazione nel rinforzo. Nel secondo e terzo caso la trazione nel rinforzo viene limitata al minore dei due valori di sfilamento.

Ai fini del calcolo strutturale si è tenuto conto che si tratta di un'opera permanente per cui si è fatto

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

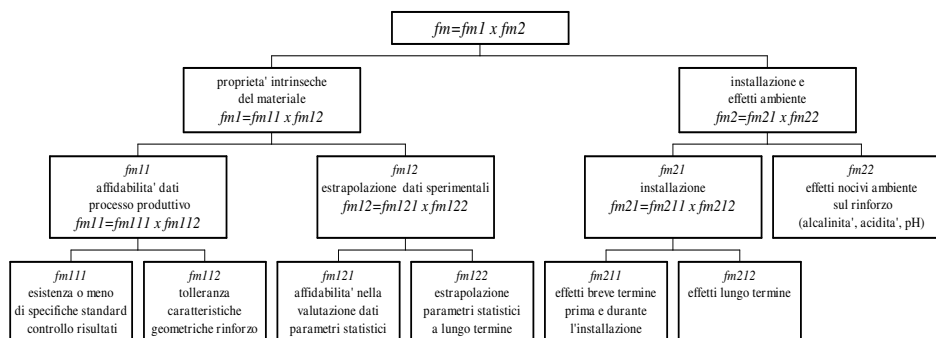
riferimento alle prestazioni a lungo termine dei materiali metallici.

A tale proposito viene valutato il parametro di resistenza di lavoro T_d . Mancando in Italia uno specifico riferimento normativo, la stima della resistenza di lavoro degli elementi di rinforzo è stata determinata facendo riferimento allo schema illustrato di seguito che la normativa inglese BS8006 prescrive per i rinforzi in genere.

La resistenza di lavoro T_d è valutata secondo la formula:

$$T_d = T_b / f_m$$

Dove f_m è il fattore di sicurezza complessivo che consente di passare dalla resistenza a trazione nominale T_b a quella di progetto e si compone secondo lo schema indicato sotto:



La valutazione di dettaglio dei fattori parziali di sicurezza è riportata qui di seguito ed è riferita ad una vita di progetto pari a 120 anni:

TERRAMESH VERDE e TERRAMESH SYSTEM – 120 ANNI			
Fattore	Significato	Valore	Note
F_{creep}	Creep	1.0	Acciaio insensibile al creep
f_{m111}	Controlli di qualità	1.0	Resistenza a trazione minima
f_{m112}	Tolleranze in produzione	1.04	Diametro filo 2.7 ± 0.06 mm
f_{m121}	Affidabilità dati disponibili	1.0	Centinaia di test di trazione eseguiti
f_{m122}	Affidabilità estrapolazione alla vita utile di progetto	1.0	Test di trazione eseguiti da oltre 20 anni
f_{m211}	Installazione: effetti a breve termine	1.0	Nessun danneggiamento dell'acciaio
f_{m212}	Installazione: effetti a lungo termine	1.0 - 1.15	Rispettivamente per sabbie e ghiaie
f_{m22}	Degradazione chimica e biologica	1.05	Alta stabilità chimica del polimero
f_m		1.09 - 1.26	

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV01

La resistenza nominale del rinforzo metallico T_b , è pari alla resistenza a trazione ultima e nel caso del Terramesh si fa riferimento alle procedure di prova descritte nel Par. 9.3 della UNI EN 10223-3:2013 che tengono in conto le caratteristiche geometriche delle reti a doppia torsione; tale procedura di prova è parte integrante del sistema di controllo qualità alla base della marcatura CE del Terramesh ETA 16/0767.

Il valore minimo di resistenza a trazione così determinato risulta pari a:

$$T_b = 50 \text{ kN/m}$$

Per rinforzi realizzati in rete metallica doppia torsione, che non subiscono effetti di creep alle condizioni di carico di lavoro, tale coefficiente di riduzione non viene applicato.

La tabella seguente mostra i valori della resistenza a trazione di ogni rinforzo e del valore del coefficiente di sicurezza alla rottura applicato f_m e f_{creep} .

		TERRAMESH SYSTEM (maglia 8x10 filo 2.7/3.7mm)
		Ghiaia
Resistenza caratteristica a trazione (UTS)	kN/m	50
Coefficiente di sicurezza globale - f_m	-	1.26
Resistenza a trazione di progetto (LTDS)	kN/m	39.6