



AREA SERVIZI TERRITORIALI METROPOLITANI
Servizio Progettazione Costruzioni e Manutenzione Strade

INTERVENTO FINANZIATO NELL'AMBITO DEL PATTO PER BOLOGNA

VARIANTE ALLA S.P. 65 "DELLA FUTA"

NODO DI RASTIGNANO - 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO
TRATTO COMPRESO TRA SVINCOLO DI RASTIGNANO E PONTE DELLE OCHE
NEI COMUNI DI SAN LAZZARO DI SAVENA, BOLOGNA E PIANORO

PROGETTO DEFINITIVO

CORPO STRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI

VIADOTTO RASTIGNANO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano N.20155

RESPONSABILE GEOTECNICA
ALL'APERTO

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinatore:
Codice Commessa	Lotto	Sub-Prog.	Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111444	000	1	PD00	0000	0000	0000	0000	000000	000000	0	APE	0101	—	SCALA: —



PROJECT MANAGER:

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

REDATTO:

SUPPORTO SPECIALISTICO:



VERIFICATO:

REVISIONE

n.	data
0	FEBBRAIO 2018
1	—
2	—
3	—
4	—

VISTO DEL PROPRIETARIO DELLE OPERE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Pietro Luminasi

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

SPEA Engineering

VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA”

PROGETTO DEFINITIVO

NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO

TRATTO COMPRESO TRA SVINCOLO DI RASTIGNANO E PONTE
DELLE OCHE NEI COMUNI DI SAN LAZZARO DI SAVENA, BOLOGNA E
PIANORO

**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI PILE
DEL VIADOTTO RASTIGNANO**



INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normative	6
2.2	Altri documenti di riferimento	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
4	CALCOLO E VERIFICHE SPALLE	8
4.1	Spalla "A"	8
4.1.1	Descrizione dell'opera e del modello di calcolo	8
4.1.2	Analisi dei carichi	11
4.1.2.1	Scarichi sugli appoggi	11
4.1.2.2	Peso proprio (DEAD).....	12
4.1.2.3	Carichi permanenti portati.....	12
4.1.2.4	Spinta idrostatica.....	13
4.1.2.5	Spinta del terreno sul paramento frontale e muri di risvolto laterali	13
4.1.2.6	Carichi mobili agenti sulla Spalla	14
4.1.2.7	Azione Sismica	16
4.1.3	Gruppi e combinazioni di carico.....	18
4.1.3.1	Condizioni di carico elementari (valori caratteristici delle azioni)	18
4.1.3.2	Coefficienti parziali di sicurezza adottati nelle combinazioni di progetto	19
4.1.3.3	Riassunto delle combinazioni di carico SLU (STR) A1+M1+R1	21
4.1.3.4	Riassunto delle combinazioni di carico SLE.....	22
4.1.3.5	Riassunto delle combinazioni di carico SLV	23
4.1.4	Verifica dei pali di fondazione.....	23
4.1.4.1	Verifica a pressoflessione	23
4.1.4.2	Verifica a taglio.....	25
4.1.4.3	Verifica delle tensioni di esercizio	31
4.1.4.4	Verifica a fessurazione	32
4.1.4.5	Verifiche geotecniche di capacità portante	34
4.1.5	Verifica del plinto di fondazione	46
4.1.5.1	Verifica a flessione.....	46
4.1.5.2	Verifica a taglio.....	48
4.1.5.3	Verifica delle tensioni di esercizio	51
4.1.5.4	Verifica a fessurazione	52
4.1.5.5	Verifica a punzonamento	54

4.1.6	Verifica delle pareti	55
4.1.6.1	Verifica a pressoflessione	56
4.1.6.2	Verifica a taglio.....	65
4.1.6.3	Verifica delle tensioni di esercizio	69
4.1.6.4	Verifica a fessurazione	70
4.1.7	Calcolo delle incidenze	71
4.2	Spalla "B"	73
4.2.1	Descrizione dell'opera e del modello di calcolo	73
4.2.2	Analisi dei carichi	74
4.2.2.1	Azioni di natura statica.....	74
4.2.2.2	Azione Sismica	74
4.2.3	Gruppi e combinazioni di carico.....	74
4.2.4	Verifica del plinto di fondazione	75
4.2.4.1	Verifica a flessione.....	75
4.2.4.2	Verifica a taglio.....	77
4.2.4.3	Verifica delle tensioni di esercizio	80
4.2.4.4	Verifica a fessurazione	81
4.2.5	Verifica delle pareti	83
4.2.5.1	Verifica a pressoflessione	84
4.2.5.2	Verifica a taglio.....	93
4.2.5.3	Verifica delle tensioni di esercizio	96
4.2.5.4	Verifica a fessurazione	97
4.2.6	Verifiche geotecniche	98
4.2.6.1	Criteri di calcolo e di verifica.....	99
4.2.6.2	Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione.....	100
4.2.6.3	Carichi agenti in fondazione	100
4.2.6.4	Risultati verifiche	104
5	VERIFICHE PLINTI DI FONDAZIONE PILE	109
5.1	Descrizione delle fondazioni.....	109
5.2	Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione	109
5.3	Determinazione delle azioni agenti in fondazione.....	110
5.4	Verifiche di capacità portante	119

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo è stata redatta a corredo del Progetto Definitivo per la realizzazione del tratto di completamento della variante di Rastignano, ovvero il tratto meridionale.

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento delle spalle e le verifiche delle opere di fondazione delle pile del Viadotto "Rastignano".

Tale Viadotto, di lunghezza complessiva pari a 263.00 m, è costituito da 5 campate di lunghezza pari rispettivamente a 39 m, 60 m, 65 m, 60 m e 39 m misurate in asse tracciato.

Nella seguente Figura 1-1 si riporta l'andamento planimetrico del tracciato su ortofoto e l'ubicazione dell'opera.

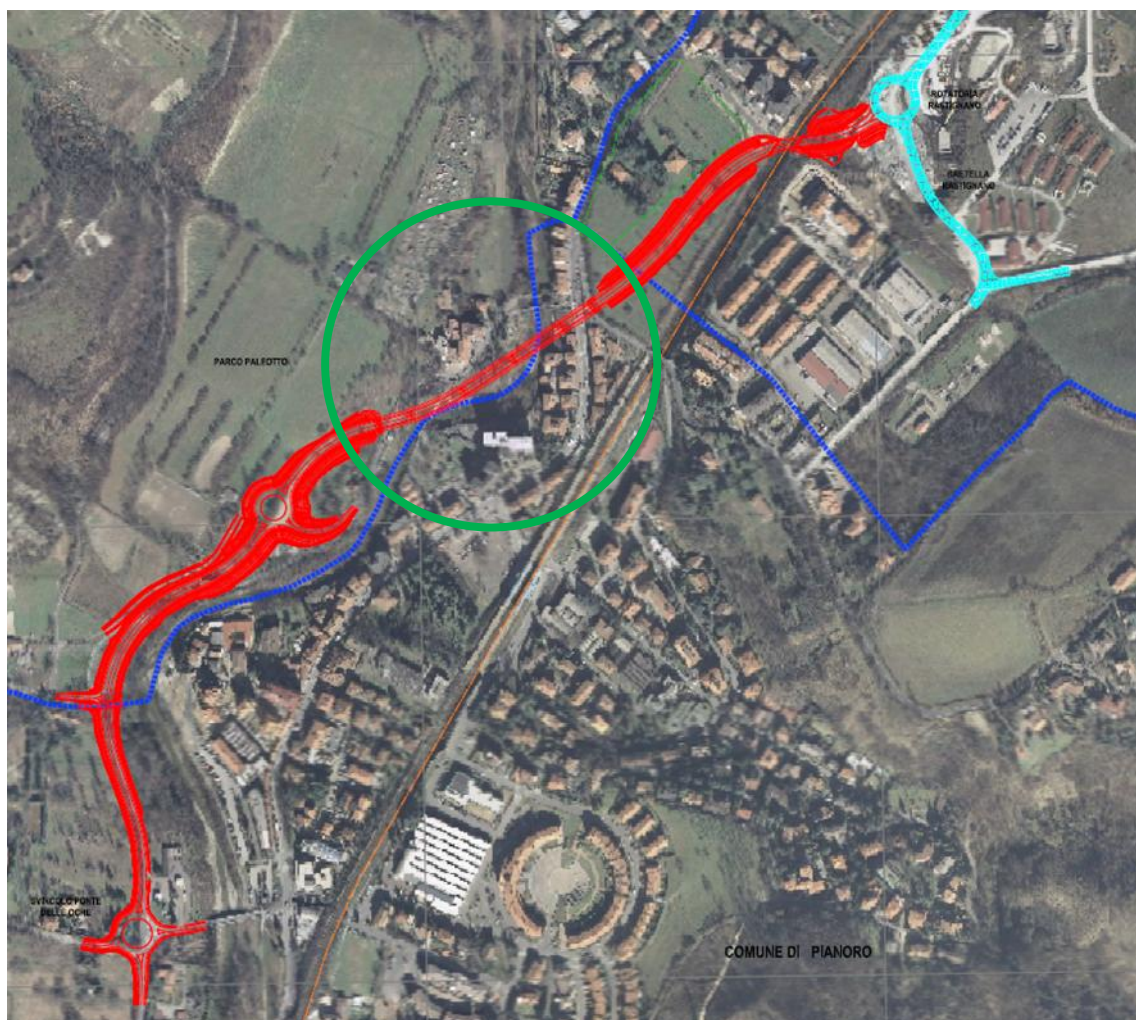


Figura 1-1: Progetto su ortofoto con individuazione dell'opera.

In particolare:

- per le spalle sono stati sviluppati due modelli distinti agli elementi finiti finalizzati al dimensionamento degli elementi strutturali e alle corrispondenti verifiche degli elementi in

elevazione e delle fondazioni. Mentre per la Spalla A si prevede una fondazione su 12 pali trivellati aventi diametro 1200 mm e lunghezza 21 m, per la spalla B si prevede una fondazione diretta su substrato;


- per le pile, le cui verifiche strutturali sono oggetto del documento STR 0101, si prevede la realizzazione di plinti di fondazione in c.a. circolari aventi diametro 9.0 m e altezza pari a 2.50 m con fondazione diretta approfondita in modo che il piano di posa risulti a contatto con il substrato inalterato per le pile 1, 2 e 3 mentre nel caso della pila 4 si prevede di effettuare uno scavo fino al raggiungimento del substrato e un successivo riempimento con calcestruzzo magro.

Per tutte le fondazioni dirette si prevede l'esecuzione di cuciture nel substrato realizzate mediante perforazioni aventi lunghezza 5.00 m e diametro 50 mm armate con barre ad aderenza migliorata $\phi 24$ e cementate, secondo una maglia 1.50 m x 1.50 m.

Nei seguenti paragrafi si riporta:

- l'elenco delle norme e della bibliografia di riferimento e degli altri documenti progettuali di riferimento (capitolo 0);
- le caratteristiche dei materiali adottati (capitolo 3);
- il calcolo e le verifiche condotte per le spalle (capitolo 4);
- il calcolo e le verifiche condotte per le pile (capitolo 5);

Per quanto attiene alla descrizione generale dell'opera, al dimensionamento e alla verifica degli elementi strutturali relativi alle sottostrutture e alla sovrastruttura di impalcato si rimanda agli elaborati specifici di dettaglio.

	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI PILE</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

2 NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative

La presente relazione di calcolo è stata redatto in conformità alle seguenti Normative:

- D.M. 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le costruzioni (pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n.30);
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1997-1:2005 "Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali";
- UNI EN 1998-5:2005 "Eurocodice 8 - Parte 5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"
- UNI EN 206:2014 "Calcestruzzo, Parte1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- UNI 11104:2016 "Calcestruzzo, Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN206";
- BS EN 1536-2010+A1-2015 "Execution of Special geotechnical work:bored piles""

2.2 Altri documenti di riferimento

Nella presente relazione si è fatto riferimento:

- alla seguente ulteriore fonte bibliografica:
 - Poulos H.G., Davis E.H. (1987) "Analisi e progettazione di fondazioni su pali", Libreria Dario Flaccovio Editrice;
 - Geo Publication n°1/2006 : "Foundation and Design Construction", Geotechnical engineering office, Civil Engineering and Development Department, The Government of the Hong Kong Special Administrative Region
- ai seguenti documenti di progetto:
 - APE 0001 Relazione geotecnica ;
 - APE 0004 Profilo geotecnico ;
 - APE 0103 Pianta degli scavi e delle opere provvisorie delle pile;
 - APE 0104 Pianta degli scavi delle spalle;
 - STR 0101 Relazione descrittiva e di calcolo delle strutture;
 - STR 0107 Spalla A e Muro di sottoscarpa pk 745,03-778,97 - Carpenteria
 - STR0109 Carpenteria Spalla B
 - STR 0110 Carpenteria Pile;

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

A seguire si riportano le caratteristiche principali dei materiali previsti in progetto per i vari elementi strutturali.

TABELLA MATERIALI :	
CALCESTRUZZO :	
Secondo EN206 – CNR UNI 11104	
PALI:	
– Classe	C25/30
– Classe di esposizione	XC2
MAGRO PER SOTTOFONDAZIONI:	
– Classe	C12/15
– Classe di esposizione	X0
FONDAZIONI PILE, SPALLE E MURI:	
– Classe	C28/35
– Classe di esposizione	XC2
ELEVAZIONI PILE:	
– Classe	C32/40
– Classe di esposizione	XF2
PULVINO:	
– Classe	C32/40
– Classe di esposizione	XF4
ELEVAZIONI MURI:	
– Classe	C28/35
– Classe di esposizione	XF2
ELEVAZIONI SPALLE:	
– Classe	C32/40
– Classe di esposizione	XF2
SOLETTE IN C.A., CORDOLI, BAGGIOLI:	
– Classe	C35/45
– Classe di esposizione	XF4
COPPELLE:	
– Classe	C35/45
– Classe di esposizione	XF4
COPRIFERRO NOMINALE* per pali trivellati (ϕ palo>600mm) Cnom.=60.0mm	
COPRIFERRO NOMINALE* per solette Cnom.=35.0mm	
COPRIFERRO NOMINALE* per elevazioni Cnom.=35.0mm	
COPRIFERRO NOMINALE* per fondazioni Cnom.=40.0mm	
* EN 1992-1-1 par. 4.4.1 (2)P	
ACCIAIO PER C.A.:	
Secondo NTC 2008 (DM 14/01/2008)	
Tipo B450C	
	$f_{yk} \geq 450\text{MPa}$
	$f_{tk} \geq 540\text{MPa}$

Tabella 3-1: Tabella materiali

4 CALCOLO E VERIFICHE SPALLE

Per l'analisi delle spalle del viadotto, denominate spalla "A" e spalla "B" sono stati messi a punto due distinti modelli agli elementi finiti comprendendo il plinto, le pareti verticali e nel caso della spalla "A" anche i pali di fondazione.

4.1 Spalla "A"

4.1.1 Descrizione dell'opera e del modello di calcolo

Per la geometria dettagliata degli elementi costituenti la spalla si rimanda ai relativi elaborati grafici di dettaglio. Nella seguente figura si riporta un'immagine del modello di calcolo sviluppato.

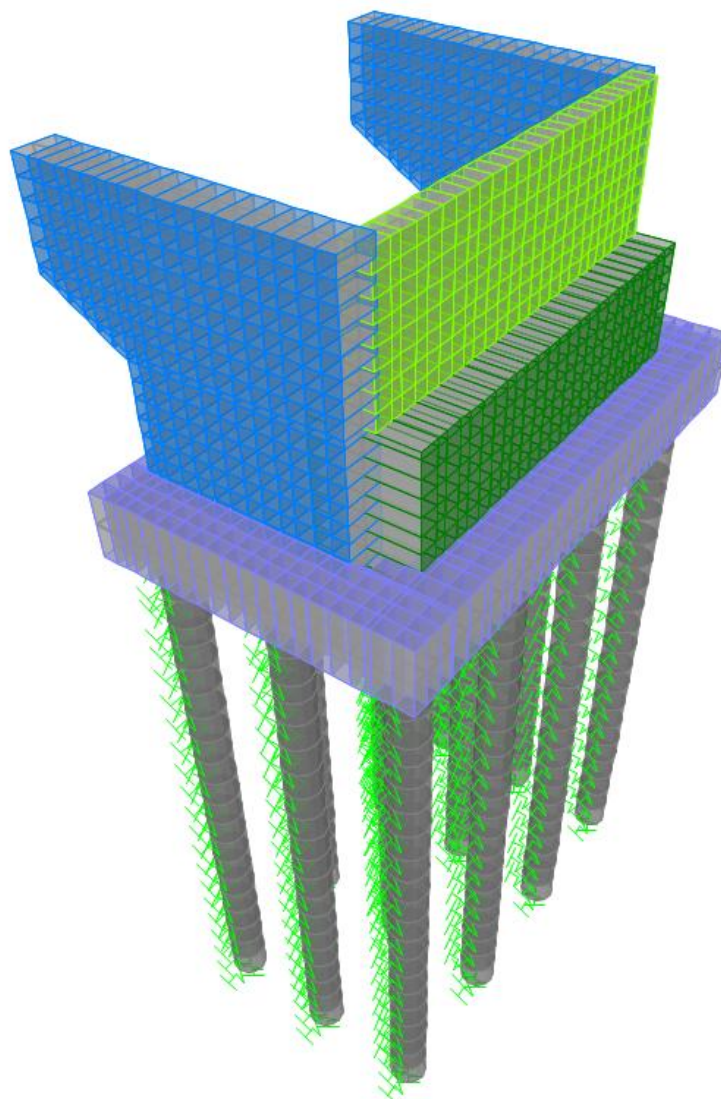
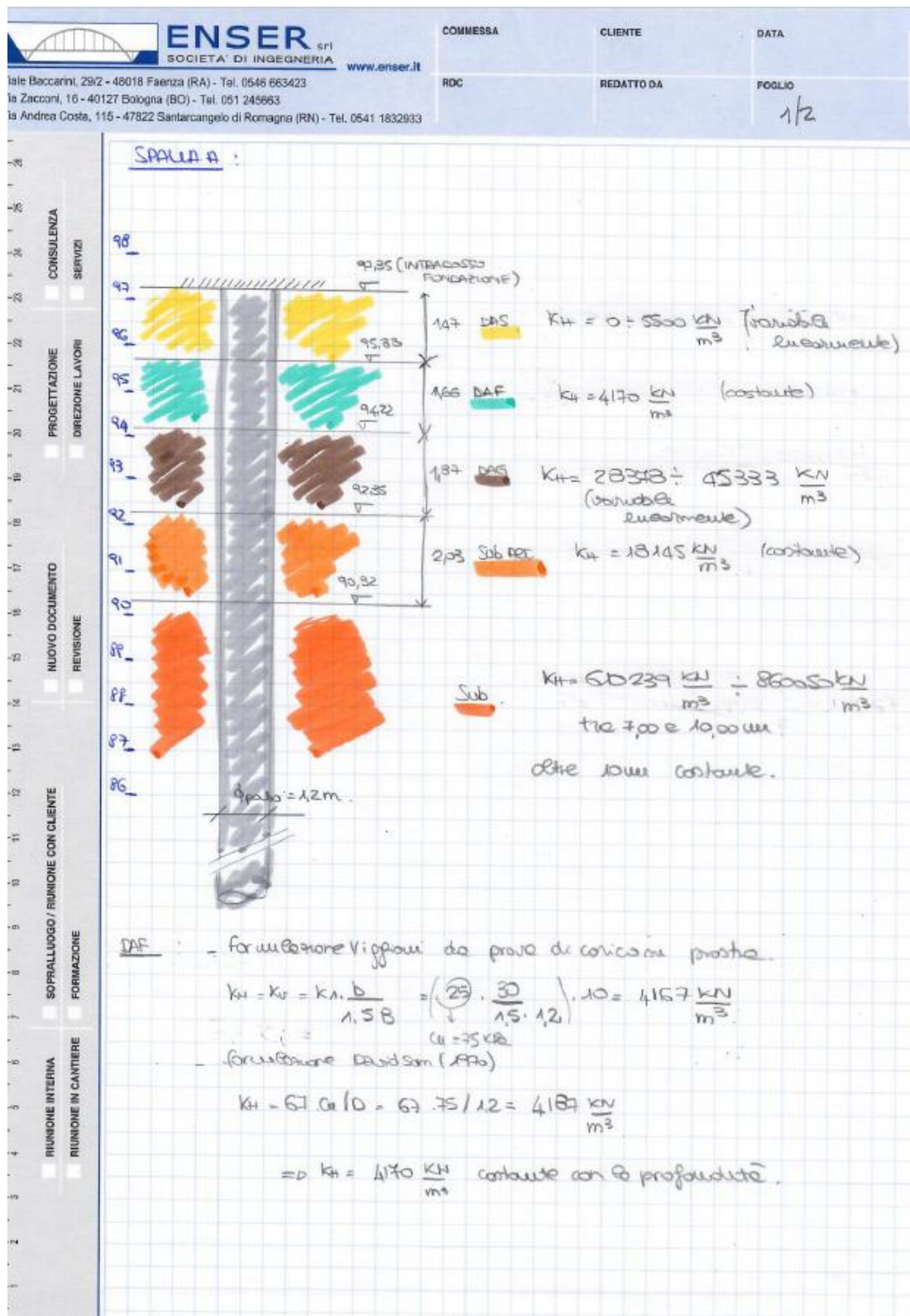


Figura 4-1: Modello FEM spalla "A".

I pali di lunghezza 21m sono stati modellati con elementi "Beam" di lunghezza 1m vincolati alle estremità con degli elementi "Spring". Le rigidezze delle molle sono state calcolate come da schema seguente:



COMMESSA		CLIENTE	DATA
RDC		REDATTO DA	FOGLIO 2/2

viale Baccarini, 29/2 - 48018 Faenza (RA) - Tel. 0546 663423
 via Zaccaroni, 16 - 40127 Bologna (BO) - Tel. 051 245663
 via Andrea Costa, 115 - 47822 Santarcangelo di Romagna (RN) - Tel. 0541 1832933

ENSER srl
 SOCIETA' DI INGEGNERIA www.enser.it

SUB AOT: $C_u = 250 \text{ kPa} - 400 \text{ kPa}$ (media 325 kPa)
 Vignoni: $k_h = k_v = k_1 \cdot \frac{b}{1.5 B} = \left(100 \cdot \frac{30}{1.5 \cdot 12} \right) \cdot 10 = 16667 \text{ kN/m}^3$
 Dardossu: $k_h = 67 \frac{C_u}{D} = 67 \cdot \frac{325}{1.2} = 18145 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 \downarrow
 $k_h = 18145 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 DAF: Dardossu (1970) $k_h = \beta \cdot \frac{z}{D} = 0.448 \cdot \frac{1.47}{1.20} = 0.5438 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 \downarrow
 Dato in
 falda con
 $D_r = 40\%$
 $= 5488 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 DAG: Dardossu (1970) $k_h = \left(\frac{z}{D} \right)^{1.5} \cdot \frac{1}{1088}$
 \downarrow
 $D_r > 70\%$
 $= 1088$
 $\left\{ \begin{array}{l} \rightarrow z = 3.13 \Rightarrow k_h = 28'343 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \\ \rightarrow z = 5.00 \Rightarrow k_h = 4'333 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \end{array} \right.$
 SUB: $k_h = k_1 \cdot \frac{z}{d} = \frac{E}{d} \cdot \frac{z}{d} = \frac{125000 \text{ kN}}{1.2 \text{ m}} \cdot \frac{z}{1.2 \text{ m}} = 8665 \cdot z$
 $z = 7.03 \Rightarrow k_h = 610239 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
 $z = 19.00 \Rightarrow k_h = 866500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Le molle verticali sono state calcolate come:

$$k_v = \frac{\tau \cdot A_{lat}(SUB)}{w} = \frac{250 \text{ kPa} \cdot 1200 \text{ mm} \cdot \pi \cdot 14000 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} = 2638938 \text{ kN/m}$$

La ciabatta di fondazione e le pareti verticali sono stati modellati con elementi shell.

In condizioni statiche la spinta del terreno a tergo dei muri è calcolata con riferimento al valore del coefficiente di spinta a riposo (k_0).

L'analisi sismica della struttura, per quanto attiene alle masse strutturali, al terreno imbarcato e spingente, è condotta con il metodo pseudo-statico 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 . In tal caso l'azione sismica comporta due contributi: l'azione inerziale agente sulle masse considerate attive e la spinta del terreno in condizione sismica.

Per quanto attiene alle forze inerziali originate dalle masse proprie degli elementi strutturali e dei carichi permanenti portati sono rappresentate da un insieme di forze orizzontali e verticali applicate staticamente alla struttura di intensità pari al prodotto del peso degli elementi per il coefficiente sismico $K_h = a_g * S/g$ e $K_v = \pm 0.5 * K_h$, nel rispetto dei principi dell'analisi statica lineare.

Per quanto concerne la valutazione delle spinte delle terre agenti sui piedritti in condizioni sismiche, la pressione esercitata dal terreno contro la struttura è stata calcolata considerando l'interazione struttura-terreno.

Sul ritto sopravvento si considerano simultaneamente agenti:

- un carico distribuito variabile linearmente determinato con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno;
- un carico distribuito costante, determinato secondo la teoria di Wood, simulante l'incremento di spinta del terreno per effetto del sisma.

Sul ritto sottovento si considera agente esclusivamente un carico distribuito variabile linearmente determinato con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno.

L'opera non è assoggettata alla spinta idrostatica esercitata dalla Falda.

4.1.2 **Analisi dei carichi**

Il modello di calcolo realizzato è soggetto ad azioni esterne definite con gli usuali criteri di determinazione dei carichi e delle spinte delle terre.

Si elencano di seguito i casi di carico elementari che costituiscono l'input nel programma di calcolo.

4.1.2.1 *Scarichi sugli appoggi*

I carichi derivanti dall'impalcato sono applicati come forze concentrate in corrispondenza degli appoggi 23 e 17; per ogni azione è stato assegnato un caso di carico. I singoli casi di carico applicati sono dedotti dalla relazione di calcolo STR 0101.

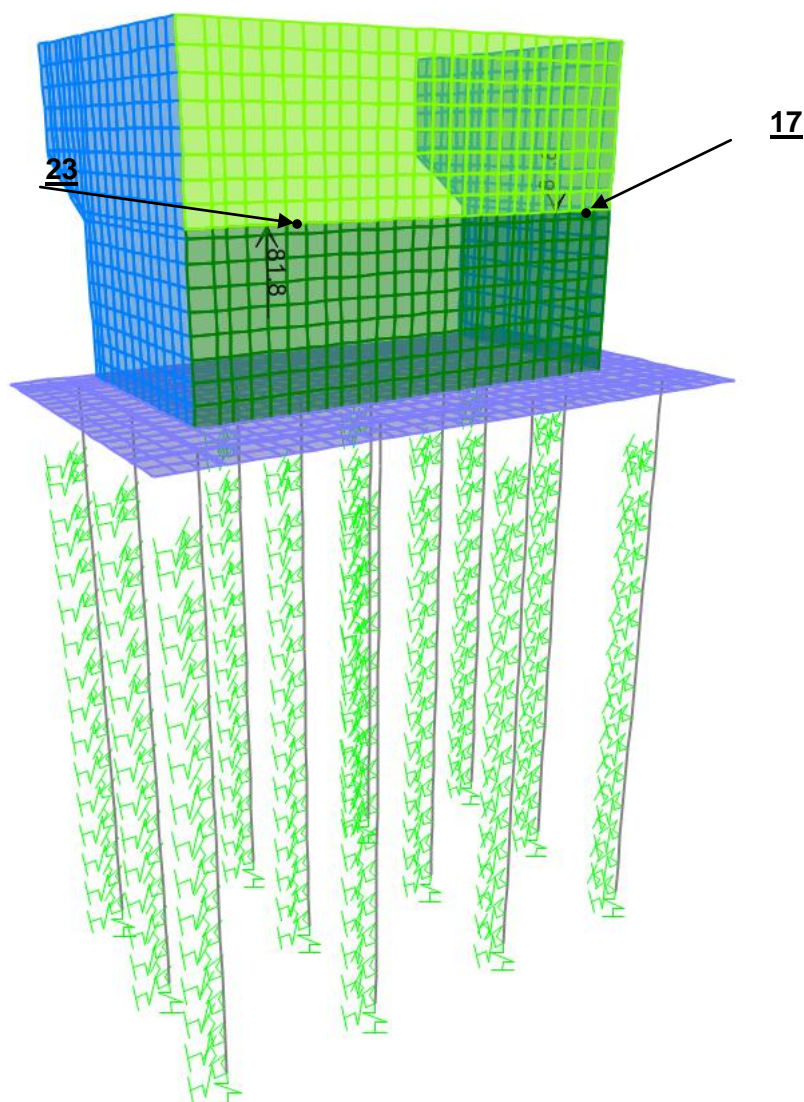


Figura 4-2: Individuazione appoggi impalcato-spalla "A".

4.1.2.2 Peso proprio (DEAD)

Il peso proprio degli elementi strutturali è valutato in ragione di 25 kN/m^3 ed è computato automaticamente dal programma di calcolo sulla base delle dimensioni geometriche degli elementi strutturali.

4.1.2.3 Carichi permanenti portati

Il carico permanente sul plinto di fondazione è costituito dal peso del terreno di riempimento (comprensivo della sovrastruttura stradale) valutato in ragione di 19.5 kN/m^3 .

L'altezza del terreno di riempimento è pari a 7.2 m , dunque:

$$q_{\text{Riempimento_Fondazione}} = \gamma_{\text{Riempimento}} \times h_{\text{Riempimento}} = 19,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 7,20 \text{ m} = 140,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

4.1.2.4 Spinta idrostatica

Poiché il livello di falda si attesta ad una quota inferiore rispetto al piano di imposta della struttura non si prendono in considerazione gli effetti prodotti dalla spinta idrostatica sulle pareti e sul plinto di fondazione.

4.1.2.5 Spinta del terreno sul paramento frontale e muri di risvolto laterali

La spinta del terreno è valutata in base alle caratteristiche geotecniche del terreno di riempimento ed è calcolata con riferimento al valore del coefficiente di spinta a riposo (K_0). Si assume:

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3;$$

$$\varphi' = 35^\circ;$$

$$c' = 0 \text{ kN/m}^2.$$

Pertanto il coefficiente di spinta a riposo vale:

$$K_0 = 0.426.$$

La distribuzione delle pressioni orizzontali sulle pareti (elevazione del fusto, muri di risvolto e paraghiaia) viene determinata con la seguente formula:

$$p_h = p_v \times k_0;$$

dove $p'_v = \gamma_t \cdot z$ è la pressione verticale efficace alla quota z ; la distribuzione delle pressioni è un diagramma trapezoidale a partire dalla sommità del paraghiaia (assegnato nel modello attraverso la definizione di un Joint Pattern).

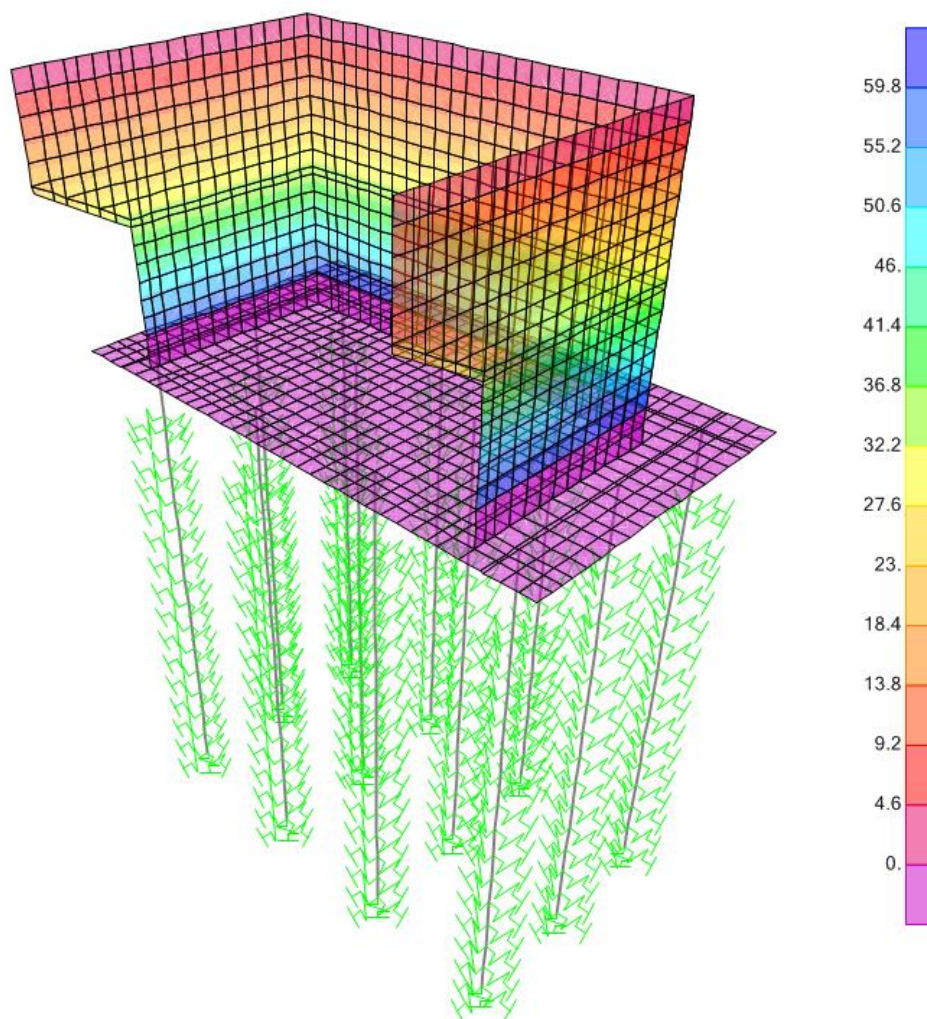


Figura 4-3 : Spinta del terreno sull'elevazione della spalla.

4.1.2.6 Carichi mobili agenti sulla Spalla

Con riferimento alle indicazioni del § C5.1.3.3.7.1 della Circolare C.S.LL.PP. 2 febbraio 2009 n. 617 ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°.

Si è quindi considerata la disposizione di 3 corsie di carico affiancate di impronta 3,0x2,20 m ciascuna, poste in corrispondenza del paraghiaia; a favore di sicurezza si è trascurata la diffusione del carico in senso trasversale.

La pressione in corrispondenza della quota di pavimentazione è pari, per le diverse corsie di carico, a:

$$\text{Corsia 1: } q_1 = \frac{600 \text{ kN}}{3,0\text{m} \times 2,20\text{m}} + 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Corsia 2: } q_2 = \frac{400 \text{ kN}}{3,0\text{m} \times 2,20\text{m}} + 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Corsia 3: } q_3 = \frac{200 \text{ kN}}{3,0\text{m} \times 2,20\text{m}} + 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Considerando la diffusione del carico a 30° all'interno del rilevato, solo in direzione longitudinale, la larghezza di diffusione in corrispondenza dell'estradosso del plinto di fondazione è pari a 6,35 m; di conseguenza le pressioni verticali applicate all'estradosso di fondazione sono di seguito esplicitate:

$$\text{Corsia 1: } q_1 = \frac{600 \text{ kN}}{3,0\text{m} \times 6,35\text{m}} + 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Corsia 2: } q_2 = \frac{400 \text{ kN}}{3,0\text{m} \times 6,35\text{m}} + 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Corsia 3: } q_3 = \frac{200 \text{ kN}}{3,0\text{m} \times 6,35\text{m}} + 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Per semplicità operativa e avendo trascurato, a favore di sicurezza, la diffusione dei carichi in direzione trasversale, nel modello di calcolo verrà applicata una pressione a livello dell'estradosso della fondazione pari alla media delle tre, ovvero 26 kN/m².

Spinte dovute ai Carichi Mobili

La presenza dei carichi mobili ai lati della struttura comporta la presenza di una spinta orizzontale sulle pareti della stessa. Per la valutazione di tale spinta si è fatto riferimento, come per la spinta litostatica, al coefficiente di spinta a riposo.

La spinta si riduce linearmente con la profondità assumendo un valore in sommità pari a:

$$S_{mobili_oriz} = \frac{100 + 63 + 33}{3} \cdot K_0 = 27,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

e all'estradosso della fondazione, ad una profondità di 7.20 m:

$$S_{mobili_oriz} = \frac{41 + 24 + 13}{3} \cdot K_0 = 11,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

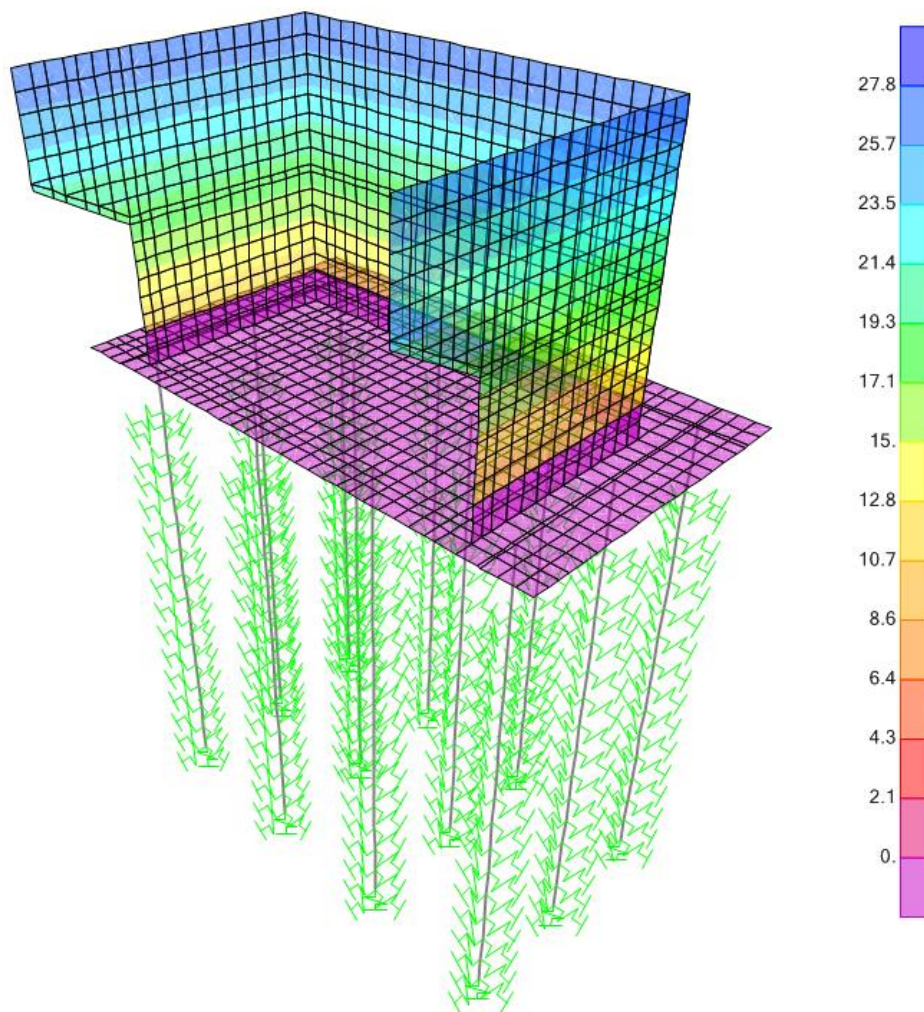


Figura 4-4: Spinta in corrispondenza dell'elevazione della spalla dovuta ai carichi mobili.

4.1.2.7 Azione Sismica

L'analisi sismica della struttura è condotta con il metodo pseudo-statico 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 . I parametri di riferimento sono stati dedotti dalla Relazione Sismica APE 0002.

L'azione sismica comporta due contributi: l'azione inerziale agente sulle masse considerate attive e la spinta del terreno in condizione sismica.

Per quanto attiene alle forze inerziali originate dalle masse proprie degli elementi strutturali, dei carichi permanenti portati sono rappresentate da un insieme di forze orizzontali e verticali applicate staticamente alla struttura di intensità pari al prodotto del peso degli elementi per il coefficiente sismico $K_h = a_g \cdot S/g$ e $K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$, nel rispetto dei principi dell'analisi statica lineare. Tale coefficiente vale:

$$K_h = \frac{a_g \times S_s \times S_T}{g} = \frac{0.214g \times 1.187 \times 1.0}{g} = 0.254.$$

Le masse considerate sono quelle dei muri di risvolto, dell'elevazione del fusto, del paraghiaia e del plinto di fondazione e del carico permanente da essa portato. Non si considerano attive le masse associate ai carichi mobili stradali.

Azioni Inerziali Orizzontali

Forza orizzontale relativa all'elevazione del fusto:

$$E_{x,y_Inerziali_Elev.\ fusto} = (25 \times 3.0) \times 0.254 = 19.05 \text{ kN/m}^2;$$

Forza orizzontale relativa al paraghiaia:

$$E_{x,y_Inerziali_Paraghiaia} = (25 \times 0.7) \times 0.254 = 4.45 \text{ kN/m}^2;$$

Forza orizzontale relativa ai muri di risvolto:

$$E_{x,y_Inerziali_Muri\ risvolto} = (25 \times 1.2) \times 0.254 = 7.62 \text{ kN/m}^2;$$

Forza orizzontale relativa al plinto di fondazione

$$E_{x,y_Inerziali_Fondazione} = (25 \times 2.0) \times 0.254 = 12.7 \text{ kN/m}^2.$$

Azioni Inerziali Verticali

Forza verticale relativa all'elevazione del fusto:

$$E_{z_Inerziali_Elev.\ fusto} = (25 \times 3.0) \times 0.127 = 9.53 \text{ kN/m}^2;$$

Forza verticale relativa al paraghiaia:

$$E_{z_Inerziali_Paraghiaia} = (25 \times 0.7) \times 0.127 = 2.23 \text{ kN/m}^2;$$

Forza verticale relativa ai muri di risvolto:

$$E_{z_Inerziali_Muri\ risvolto} = (25 \times 1.2) \times 0.127 = 3.81 \text{ kN/m}^2;$$

Forza verticale relativa al plinto di fondazione:

$$E_{z_Inerziali_Fondazione} = (25 \times 2.0) \times 0.127 = 6.35 \text{ kN/m}^2;$$

Forza verticale relativa al terreno di riempimento

$$E_{z_Inerziali_Fondazione} = (19.5 \times 7.2) \times 0.127 = 17.83 \text{ kN/m}^2.$$

Spinta delle Terre

Per quanto concerne la valutazione delle spinte delle terre agenti sui piedritti in condizioni sismiche, la pressione esercitata dal terreno contro la struttura è stata calcolata considerando l'interazione struttura-terreno.

Sul ritto sopravento si considerano simultaneamente agenti:

- un carico distribuito variabile linearmente determinato con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno;

- un carico distribuito costante, determinato secondo la teoria di Wood, simulante l'incremento di spinta del terreno per effetto del sisma. Tale carico assume la seguente espressione:

$$p_{\text{Wood}} = \frac{a_g \times S_s \times S_T}{g} \times \gamma \times H = 0.254 \times 19.5 \times 7.2 = 35.7 \text{ kN/m}^2.$$

Sul ritto sottovento si considera agente esclusivamente un carico distribuito variabile linearmente determinato con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno.

4.1.3 Gruppi e combinazioni di carico

4.1.3.1 Condizioni di carico elementari (valori caratteristici delle azioni)

Nella Tabella 4-1 si riportano tutte le condizioni di carico precedentemente elencate. I valori caratteristici dei carichi dovranno essere combinati in modo opportuno per poter massimizzare le varie componenti di sollecitazioni per gli elementi strutturali che costituiscono la spalla.

Tabella 4-1: Condizioni di carico elementari rappresentative dei valori caratteristici delle azioni.

CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO		
1) c1	DEAD (Gk1)	Peso Proprio Strutturale
2) c2	PERM. (Gk2)	Permanenti trasmessi dall'impalcato
3) c3	SPT (Gk3)	Spinta statica del terreno
4) c4	Peso Terreno (Gk4)	Peso del terreno di riempimento sulla fondazione
5) c5*	FxMAX (Qk1)	Azioni da Traffico trasmesse dall'impalcato – Momento flettente massimo trave esterna
	FzMAX (Qk1)	Azioni da Traffico trasmesse dall'impalcato – Momento flettente massimo trave centrale
	MyMAX (Qk1)	Azioni da Traffico trasmesse dall'impalcato – Momento torcente massimo trave interna
	FxMIN (Qk1)	Azioni da Traffico trasmesse dall'impalcato – Momento flettente minimo trave esterna
	FzMIN (Qk1)	Azioni da Traffico trasmesse dall'impalcato – Momento flettente minimo trave centrale
	MyMIN (Qk1)	Azioni da Traffico trasmesse dall'impalcato – Momento torcente minimo trave interna
6) c6	Spinta Mobili (Qk1)	Spinta sulla spalla dovuta ai carichi da traffico

7) c7	VENTO (Qk2)	Azioni trasmesse dall'impalcato per vento trasversale a Ponte Scarico (+)
8) c8*	DTestate (Qk3)	Azione trasmessa dall'impalcato per variazione termica differenziale (+)
	DTinverno (Qk3)	Azione trasmessa dall'impalcato per variazione termica differenziale (-)
9) c9	Sisma x+ (Ek1)	Azioni trasmesse dall'impalcato per Sisma
	Ex+ _Wood (Ek1)	Incremento di Spinta delle Terre per Sisma
	Ex+ _Inerziali (Ek1)	Forze Inerziali Orizz. attivate dalle Masse agenti (PP)
10) c10	Sisma x- (Ek2)	Azioni trasmesse dall'impalcato per Sisma
	Ex- _Inerziali (Ek2)	Forze Inerziali Orizz. attivate dalle Masse agenti (PP)
11) c11	Sisma y+ (Ek3)	Azioni trasmesse dall'impalcato per Sisma
	Ey+ _Wood (Ek3)	Incremento di Spinta delle Terre per Sisma
	Ey+ _Inerziali (Ek3)	Forze Inerziali Orizz. attivate dalle Masse agenti (PP)
12) c12	Sisma y- (Ek4)	Azioni trasmesse dall'impalcato per Sisma
	Ey- _Wood (Ek4)	Incremento di Spinta delle Terre per Sisma
	Ey- _Inerziali (Ek4)	Forze Inerziali Orizz. attivate dalle Masse agenti (PP)
13) c13	Sisma z+ (Ek5)	Azioni trasmesse dall'impalcato per Sisma
	Ez+ _Inerziali (Ek5)	Forze Inerziali Vert. attivate dalle Masse agenti (PP)
14) c14	Sisma z- (Ek6)	Azioni trasmesse dall'impalcato per Sisma
	Ez- _Inerziali (Ek6)	Forze Inerziali Vert. attivate dalle Masse agenti (PP)
	Ez- _Inerziali_Terreno (Ek6)	Forze Inerziali Vert. attivate dalle Masse agenti (G2)

* Trattasi dell'involuppo di più condizioni di carico associate ad una determinata azione elementare.

4.1.3.2 Coefficienti parziali di sicurezza adottati nelle combinazioni di progetto

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ per le differenti combinazioni di carico SLU e SLE implementate sono riportati nelle tabelle seguenti estratte direttamente dal DM 14/01/2008.

In particolare, con riferimento alle verifiche strutturali condotte nei riguardi delle combinazioni SLU, si fa riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza identificati dalla combinazione "A1 STR"; con riferimento alle verifiche geotecniche condotte nei riguardi delle combinazioni SLU, si fa riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza identificati dalla combinazione "A2 GEO".


	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA</p> <p style="text-align: center;">NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</p> <p style="text-align: center;">Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro</p> <p style="text-align: right;">Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI PILE</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

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

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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

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

In condizioni statiche sono state considerate le combinazioni SLU riportate in Tabella 4-2 per la combinazione tipo A1+M1+R1 e in Tabella 4-3 per la combinazione tipo A2+M1+R2.

4.1.3.3 Riassunto delle combinazioni di carico SLU (STR) A1+M1+R1

Combinazioni (STR) A1+M1+R1

Tabella 4-2: Combinazioni SLU statiche A1+M1+R1.

SLU (STR) A1+M1	SLU-A1-1	SLU-A1-2	SLU-A1-3	SLU-A1-4	SLU-A1-5	SLU-A1-6	SLU-A1-7	SLU-A1-8	SLU-A1-9	SLU-A1-10	SLU-A1-11
c1 - DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
c2 - PERM	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
c3 - SPT	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35
c4 - G terreno	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
c5* - ENV. QM	1.35	1.35	1.35	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35	-	-
c6 - QM Spalla	1.35	1.35	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35
c7 - VENTO	0.90	-	0.90	-	-	0.90	-	0.90	-	-	0.90
c8* - ENV. TERM	0.72	0.72	-	-	-	0.72	0.72	-	-	-	0.72

SLU (STR) A1+M1	SLU-A1-12	SLU-A1-13	SLU-A1-14	SLU-A1-15	SLU-A1-16	SLU-A1-17	SLU-A1-18	SLU-A1-19	SLU-A1-20	SLU-A1-21	SLU-A1-22
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
c2 - PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
c3 - SPT	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
c4 - G terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
c5* - ENV. QM	-	-	-	-	1.01	-	1.01	-	1.01	-	1.01
c6 - QM Spalla	1.35	1.35	1.35	-	1.01	-	1.01	-	-	-	-
c7 - VENTO	-	0.90	-	-	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
c8* - ENV. TERM	0.72	-	-	-	0.72	0.72	-	-	0.72	0.72	-

SLU (STR) A1+M1	SLU-A1-23	SLU-A1-24	SLU-A1-25	SLU-A1-26	SLU-A1-27	SLU-A1-28	SLU-A1-29	SLU-A1-30	SLU-A1-31	SLU-A1-32	SLU-A1-33
c1 - DEAD	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
c2 - PERM	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
c3 - SPT	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00
c4 - G terreno	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
c5* - ENV. QM	-	-	-	-	-	1.01	-	1.01	-	1.01	-
c6 - QM Spalla	-	1.01	-	1.01	-	1.01	-	1.01	-	-	-
c7 - VENTO	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.90	0.90	-	-	0.90	0.90
c8* - ENV. TERM	-	0.72	0.72	-	-	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20

SLU (STR) A1+M1	SLU-A1-34	SLU-A1-35	SLU-A1-36	SLU-A1-37	SLU-A1-38	SLU-A1-39	SLU-A1-40	SLU-A1-41	SLU-A1-42	SLU-A1-43	SLU-A1-44
c1 - DEAD	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - SPT	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - G terreno	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c5* - ENV. QM	1.01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
c6 - QM Spalla	-	-	1.01	-	1.01	-	-	-	-	-	-
c7 - VENTO	-	-	0.90	0.90	-	-	-	1.50	1.50	0.90	-
c8* - ENV. TERM	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	-	0.72	-	1.20	1.20

Combinazioni (GEO) A2+M1+R2

Tabella 4-3: Combinazioni SLU statiche A2+M1+R2.

SLU (GEO) A2+M1	SLU-A2-1	SLU-A2-2	SLU-A2-3	SLU-A2-4	SLU-A2-5	SLU-A2-6	SLU-A2-7	SLU-A2-8	SLU-A2-9	SLU-A2-10	SLU-A2-11
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - SPT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - G terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c5* - ENV. QM	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	-	-	-
c6 - QM Spalla	1.15	1.15	1.15	1.15	-	-	-	-	1.15	1.15	1.15
c7 - VENTO	0.78	-	0.78	-	0.78	-	0.78	-	0.78	-	0.78
c8* - ENV. TERM	0.60	0.60	-	-	0.60	0.60	-	-	0.60	0.60	-

SLU (GEO) A2+M1	SLU-A2-12	SLU-A2-13	SLU-A2-14	SLU-A2-15	SLU-A2-16	SLU-A2-17	SLU-A2-18	SLU-A2-19	SLU-A2-20	SLU-A2-21	SLU-A2-22
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - SPT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - G terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c5* - ENV. QM	-	0.86	0.86	-	-	0.86	0.86	-	-	0.86	0.86
c6 - QM Spalla	1.15	0.86	0.86	-	-	-	-	0.86	0.86	0.86	0.86
c7 - VENTO	-	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.78	-
c8* - ENV. TERM	-	0.60	-	0.60	-	0.60	-	0.60	-	1.00	1.00

SLU (GEO) A2+M1	SLU-A2-23	SLU-A2-24	SLU-A2-25	SLU-A2-26	SLU-A2-27	SLU-A2-28	SLU-A2-29
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - SPT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - G terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c5* - ENV. QM	-	-	0.86	0.86	-	-	-
c6 - QM Spalla	-	-	-	-	0.86	0.86	-
c7 - VENTO	0.78	-	0.78	-	0.78	-	-
c8* - ENV. TERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-

4.1.3.4 Riassunto delle combinazioni di carico SLE

Combinazioni Caratteristiche (RARA)

Tabella 4-4: Combinazioni SLE Caratteristiche.

SLE (Comb. Rara)	SLE-R-1	SLE-R-2	SLE-R-3	SLE-R-4	SLE-R-5	SLE-R-6	SLE-R-7	SLE-R-8	SLE-R-9	SLE-R-10	SLE-R-11
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - SPT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - G terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c5* - ENV. QM	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	-	-	0.75	0.75	-
c6 - QM Spalla	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	-	-	0.75	0.75	-
c7 - VENTO	0.60	0.60	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	-	0.60
c8* - ENV. TERM	0.60	-	0.60	-	0.60	-	0.60	-	1.00	1.00	1.00

SLE (Comb. Rara)	SLE-R-12	SLE-R-13	SLE-R-14	SLE-R-15	SLE-R-16	SLE-R-17	SLE-R-18	SLE-R-19	SLE-R-20	SLE-R-21	SLE-R-22
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - SPT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - G terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c5* - ENV. QM	-	-	1.00	-	0.75	-	0.75	-	1.00	1.00	1.00
c6 - QM Spalla	-	-	-	1.00	-	0.75	-	0.75	-	-	-
c7 - VENTO	-	-	0.60	0.60	1.00	1.00	0.60	0.60	0.60	-	-
c8* - ENV. TERM	1.00	-	0.60	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00	-	0.60	-

SLE (Comb. Rara)	SLE-R-23	SLE-R-24	SLE-R-25	SLE-R-26	SLE-R-27	SLE-R-28	SLE-R-29
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - SPT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - G terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c5* - ENV. QM	-	-	-	0.75	-	0.75	-
c6 - QM Spalla	1.00	1.00	1.00	-	0.75	-	0.75
c7 - VENTO	0.60	-	-	1.00	1.00	-	-
c8* - ENV. TERM	-	0.60	-	-	-	1.00	1.00

Combinazioni Frequenti (FR)

Tabella 4-5: Combinazioni SLE Frequenti.

SLE (Comb. Freq.)	SLE-FR-1	SLE-FR-2	SLE-FR-3	SLE-FR-4	SLE-FR-5	SLE-FR-6	SLE-FR-7	SLE-FR-8
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - SPT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - G terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c5* - ENV. QM	0.75	0.75	0.75	0.75	-	-	-	-
c6 - QM Spalla	0.75	0.75	-	-	0.75	0.75	-	-
c8* - ENV. TERM	0.50	-	0.50	-	0.50	-	0.60	-

Combinazioni Quasi Permanenti (QP)

Tabella 4-6: Combinazioni SLE Quasi Permanenti.

SLE (Comb. QP)	SLE-QP-1	SLE-QP-2
c1 - DEAD	1.00	1.00
c2 - PERM	1.00	1.00
c3 - SPT	1.00	1.00
c4 - G terreno	1.00	1.00
c8* - ENV. TERM	0.50	-

4.1.3.5 Riassunto delle combinazioni di carico SLV

Tabella 4-7: Combinazioni SLV (Sismiche).

SLV (Sisma)	SLV-1	SLV-2	SLV-3	SLV-4	SLV-5	SLV-6	SLV-7	SLV-8	SLV-9	SLV-10	SLV-11	SLV-12
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - SPT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - G terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c8* - ENV. TERM	-	0.50	-	0.50	-	0.50	-	0.50	-	0.50	-	0.50
c9 - Ex+	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30	-	-	-	-	-	-
c10 - Ex-	-	-	-	-	-	-	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30
c11 - Ey+	0.30	0.30	1.00	1.00	0.30	0.30	-	-	-	-	-	-
c12 - Ey-	-	-	-	-	-	-	0.30	0.30	1.00	1.00	0.30	0.30
c13 - Ez+	0.30	0.30	0.30	0.30	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-
c14 - Ez-	-	-	-	-	-	-	0.30	0.30	0.30	0.30	1.00	1.00

4.1.4 Verifica dei pali di fondazione

4.1.4.1 Verifica a pressoflessione

La verifica di resistenza è stata svolta in regime di pressoflessione deviata. Al fine di ottimizzare le armature metalliche la gabbia di armatura è stata distinta in una parte superiore, assoggettata a sollecitazioni più alte, ed una parte inferiore.

In Figura 4-5 e Figura 4-6 vengono rappresentati rispettivamente i domini di interazione M2-M3 relativi alla gabbia superiore (30 ϕ 26) e quelli relativi alla gabbia inferiore (15 ϕ 26) insieme ai punti rappresentativi della coppia di momenti agenti in due piani mutuamente ortogonali (M2 agisce nel piano XZ del modello; M3 agisce nel piano YZ del modello) lungo il fusto di tutti i pali (relativi al tratto 0-10m da testa palo per la gabbia superiore e al tratto 10-21m da testa palo per la gabbia inferiore).

Il valore dei momenti flettenti M2 e M3 e dello sforzo normale N lungo il fusto del palo viene prelevato in formato tabellare dall'output del software SAP2000 utilizzato per modellare la spalla relativamente all'involuppo di tutte le combinazioni statiche e sismiche.

Poiché il dominio di interazione M2-M3 varia al variare dello sforzo normale, cautelativamente è stato rappresentato il dominio corrispondente alla massima compressione ($N_{max}=6601$ kN) e quello corrispondente a $N=0$ (i pali non vanno mai in trazione).

La verifica risulta soddisfatta se tutti i punti rappresentativi delle coppie di valori M2-M3 ricadranno all'interno della regione delimitata dai domini corrispondenti a N_{max} ed $N=0$.

Le verifiche sono condotte con riferimento alle combinazioni SLU e SLV.

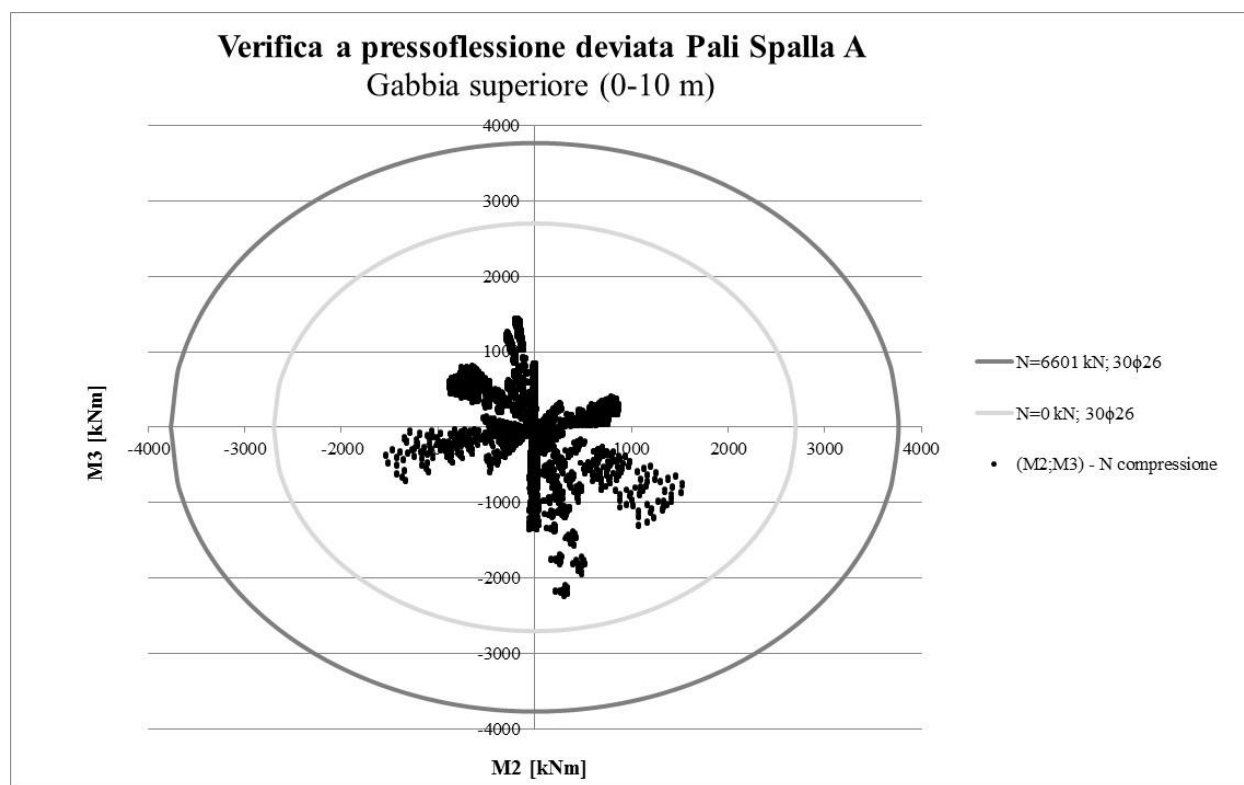


Figura 4-5: Verifica gabbia superiore.

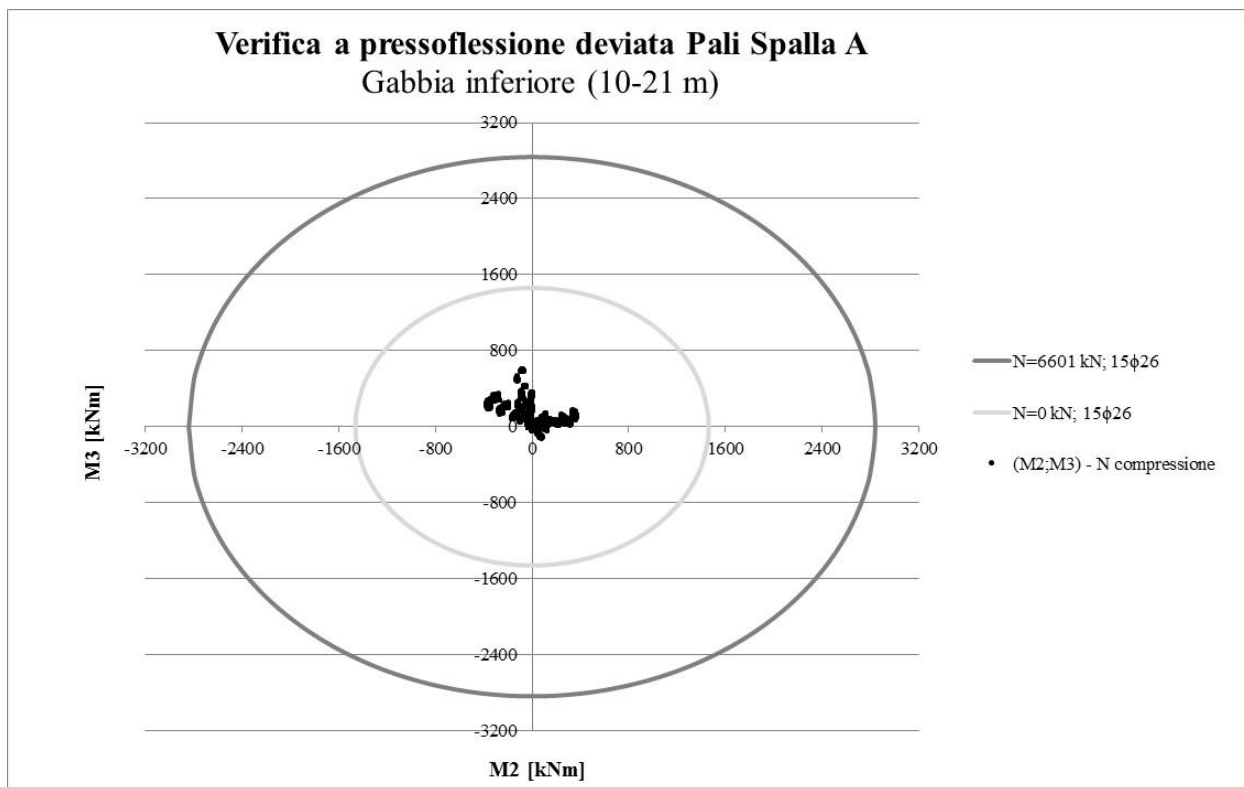


Figura 4-6: Verifica gabbia inferiore.

4.1.4.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata eseguita considerando il taglio massimo ottenuto dall'involuppo delle combinazioni sismiche e statiche.

Nelle tabelle seguenti si riportano i risultati delle verifiche.

Tabella 4-8: Verifica a taglio 0-3 m (INV SLU+SLV).

Circular Section - Shear Verification			
Input			
Section Data			
\varnothing	1200	mm	Diameter of section
r	600	mm	Radius of section
c _s	60	mm	External Cover
\varnothing_t	12	mm	Transverse reinforcement diameter
\varnothing_l	30	mm	Longitudinal reinforcement diameter
n	26		Number of bars for longitudinal reinforcement
c	87	mm	Gross Cover
r _s	513	mm	Radius of longitudinal reinforcement
d _{eq}	926.75	mm	Effective depth EC8_2_2005 5.6.3.3
h _{eq}	1013.75	mm	Height of equivalent rectangular section
A	1130400	mm ²	Area of circular section
b _{eq}	1115.07	mm	Width of equivalent rectangular section
A _f	706.5	mm ²	Area of single bar
A _s	18369	mm ²	Area of longitudinal reinforcements
Materials Data			
Concrete			
R _{ck}	30	MPa	Characteristic Cubic Compressive Strenght
f _{ck}	25	MPa	Characteristic Compressive Strenght
f _{cd}	14	MPa	Design Compressive Strenght
f _{cm}	33	MPa	Mean Compressive Strenght
f _{ctm}	2.6	MPa	Tensile Strenght
f _{ctk;0,05}	1.8	MPa	
f _{ctk}	2.1	MPa	
f _{ctk;0,95}	2.3	MPa	
E _{cm}	31	MPa	Young's Modulus
Steel			
f _{yk}	450	MPa	Yeld Strenght of Steel
f _{yd}	391	MPa	Design Strenght of Steel
E _s	200000	MPa	Young's Modulus

Parameters for shear verification

γ_c	1.5		Partial Factor for Concrete
α	90		Angle of shear reinforcement
N_{ed}	0	N	Design Value of the applied axial force
$\cot \alpha$	0.00		
k_1	0.15		
f_{cd}	14.11	MPa	Design Compressive Strength for Concrete
f'_{cd}	7.06	MPa	Reduced Design Compressive Strength for Concrete
A_{sl}	12010.5	mm ²	Area of reinforcement
k	1.46		
ν_{min}	0.31	MPa	
ρ	0.0116		Reinforcement Ratio for longitudinal reinforcement
σ_{cp}	0.00	MPa	Compressive stress in the concrete from axial load
C_{rd}	0.12		
If structure is not pre-stressed write 1, else write 0			1
α_{cw}	1		Coefficient for taking account of the state of the stress in the compression chord
ν	0.540		Strength reduction factor for concrete cracked in shear

Results of shear verification

$V_{Rd,c}$	558	kN	Shear resistance of element without shear reinforcement
------------	-----	----	---------------------------------------------------------

Values of Shear Resistance with shear reinforcement

ϕ_s	n° of legs	A_{st} (mm ²)	s (mm)	$\cot \alpha_{calc}$	$\cot \alpha$	Failure
12	2	226	100	2.934	2.500	Ductile Steel

$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} Applied shear force (kN)
1844.69	2444.68	1845	985

Tabella 4-9: Verifica a taglio 3-10 m (INV SLU+SLV).

Circular Section - Shear Verification			
Input			
Section Data			
\varnothing	1200	mm	Diameter of section
r	600	mm	Radius of section
c_s	60	mm	External Cover
\varnothing_t	12	mm	Transverse reinforcement diameter
\varnothing_l	30	mm	Longitudinal reinforcement diameter
n	26		Number of bars for longitudinal reinforcement
c	87	mm	Gross Cover
r_s	513	mm	Radius of longitudinal reinforcement
d_{eq}	926.75	mm	Effective depth EC8_2_2005 5.6.3.3
h_{eq}	1013.75	mm	Height of equivalent rectangular section
A	1130400	mm ²	Area of circular section
b_{eq}	1115.07	mm	Width of equivalent rectangular section
A_f	706.5	mm ²	Area of single bar
A_s	18369	mm ²	Area of longitudinal reinforcements
Materials Data			
Concrete			
R_{ck}	30	MPa	Characteristic Cubic Compressive Strength
f_{ck}	25	MPa	Characteristic Compressive Strength
f_{cd}	14	MPa	Design Compressive Strength
f_{cm}	33	MPa	Mean Compressive Strength
f_{ctm}	2.6	MPa	Tensile Strength
$f_{ctk;0,05}$	1.8	MPa	
f_{ctk}	2.1	MPa	
$f_{ctk;0,95}$	2.3	MPa	
E_{cm}	31	MPa	Young's Modulus
Steel			
f_{yk}	450	MPa	Yield Strength of Steel
f_{yd}	391	MPa	Design Strength of Steel
E_s	200000	MPa	Young's Modulus
Parameters for shear verification			
γ_c	1.5		Partial Factor for Concrete
α	90		Angle of shear reinforcement
N_{ed}	0	N	Design Value of the applied axial force
$\cot \theta$	0.00		
k_1	0.15		
f_{cd}	14.11	MPa	Design Compressive Strength for Concrete
f'_{cd}	7.06	MPa	Reduced Design Compressive Strength for Concrete

A_{sl}	12010.5	mm ²	Area of reinforcement
k	1.46		
ν_{min}	0.31	MPa	
ρ	0.0116		Reinforcement Ratio for longitudinal reinforcement
σ_{cp}	0.00	MPa	Compressive stress in the concrete from axial load
C_{rd}	0.12		
If structure is not pre-stressed write 1, else write 0			1
α_w	1	Coefficient for taking account of the state of the stress in the compression chord	
ν	0.540	Strenght reduction factor for concrete craked in shear	

Results of shear verification			
$V_{Rd,c}$	558	kN	Shear resistance of element without shear reinforcement

Values of Shear Resistance with shear reinforcement						
ϕ_s	n° of legs	A_{st} (mm ²)	s (mm)	$ctg\alpha_{calc}$	$ctg\alpha$	Failure
12	2	226	200	4.268	2.500	Ductile Steel

$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} Applied shear force (kN)
922.34	2444.68	922	816

Tabella 4-10: Verifica a taglio 10-21 m (INV SLU+SLV).

Circular Section - Shear Verification			
Input			
Section Data			
\varnothing	1200	mm	Diameter of section
r	600	mm	Radius of section
c_s	60	mm	External Cover
\varnothing_t	12	mm	Transverse reinforcement diameter
\varnothing_l	20	mm	Longitudinal reinforcement diameter
n	26		Number of bars for longitudinal reinforcement
c	82	mm	Gross Cover
r_s	518	mm	Radius of longitudinal reinforcement
d_{eq}	929.94	mm	Effective depth EC8_2_2005 5.6.3.3
h_{eq}	1011.94	mm	Height of equivalent rectangular section
A	1130400	mm ²	Area of circular section
b_{eq}	1117.07	mm	Width of equivalent rectangular section
A_f	314	mm ²	Area of single bar
A_s	8164	mm ²	Area of longitudinal reinforcements
Materials Data			
Concrete			
R_{ck}	30	MPa	Characteristic Cubic Compressive Strength
f_{ck}	25	MPa	Characteristic Compressive Strength
f_{cd}	14	MPa	Design Compressive Strength
f_{cm}	33	MPa	Mean Compressive Strength
f_{ctm}	2.6	MPa	Tensile Strength
$f_{ctk,0,05}$	1.8	MPa	
f_{ctk}	2.1	MPa	
$f_{ctk,0,95}$	2.3	MPa	
E_{cm}	31	MPa	Young's Modulus
Steel			
f_{yk}	450	MPa	Yield Strength of Steel
f_{yd}	391	MPa	Design Strength of Steel
E_s	200000	MPa	Young's Modulus
Parameters for shear verification			
γ_c	1.5		Partial Factor for Concrete
α	90		Angle of shear reinforcement
N_{ed}	0	N	Design Value of the applied axial force
$\cot \theta$	0.00		
k_1	0.15		
f_{cd}	14.11	MPa	Design Compressive Strength for Concrete
f'_{cd}	7.06	MPa	Reduced Design Compressive Strength for Concrete

A_{sl}	12010.5	mm ²	Area of reinforcement
k	1.46		
V_{min}	0.31	MPa	
ρ_l	0.0116		Reinforcement Ratio for longitudinal reinforcement
σ_{cp}	0.00	MPa	Compressive stress in the concrete from axial load
C_{rd}	0.12		
If structure is not pre-stressed write 1, else write 0			1
α_{cw}	1		Coefficient for taking account of the state of the stress in the compression chord
V	0.540		Strength reduction factor for concrete cracked in shear

Results of shear verification			
$V_{Rd,c}$	559	kN	Shear resistance of element without shear reinforcement

Values of Shear Resistance with shear reinforcement						
ϕ_s	n° of legs	A_{st} (mm ²)	s (mm)	$ctg\alpha_{calc}$	$ctg\alpha$	Failure
12	2	226	200	4.272	2.500	Ductile Steel

$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed} Applied shear force (kN)
925.51	2457.48	926	33

Tutte le verifiche risultano soddisfatte adottando, per le sezioni in progetto, una spirale costituita da staffe di diametro pari a 12 mm a 2 bracci con passo di 20 cm cui corrisponde:

$$A_{staffe} = 11.30 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

In testa a ciascuna tipologia di palo per un tratto pari a 3 m si adottano staffe di diametro pari a 12 mm a 2 bracci con passo di 10 cm cui corrisponde:

$$A_{staffe} = 22.60 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

4.1.4.3 Verifica delle tensioni di esercizio

In accordo con il §4.1.2.2.5 del DM2008 si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature.

Per la combinazione caratteristica (RARA) deve risultare:

$$\sigma_{c,max} < \sigma_{c,lim} = 0,6f_{ck} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} < \sigma_{s,lim} = 0,8f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Per la combinazione quasi permanente (QP) deve risultare:

$$\sigma_{c,max} < \sigma_{c,lim} = 0,45f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche in cui è stato combinato il massimo momento flettente con il minimo sforzo di compressione:

Tabella 4-11: Verifiche tensionali per la combinazione caratteristica 0-10 m. – ($N_{min}=2181 \text{ kN}$)

	M^+_{max} [kNm]	A_s	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
D=1.2 m	631	30 ϕ 26	19.5	360	4.69	15

	M_{\max}^- [kNm]	As	$\sigma_{s,\max}$ [MPa]	$\sigma_{s,\lim}$ [MPa]	$\sigma_{c,\max}$ [MPa]	$\sigma_{c,\lim}$ [MPa]
D=1.2 m	-1018	30 ϕ 26	76.1	360	7.41	15

Tabella 4-12: Verifiche tensionali per la combinazione caratteristica 10-21 m.

	M_{\max}^+ [kNm]	As	$\sigma_{s,\max}$ [MPa]	$\sigma_{s,\lim}$ [MPa]	$\sigma_{c,\max}$ [MPa]	$\sigma_{c,\lim}$ [MPa]
D=1.2 m	265	15 ϕ 26	0.59	360	0.02	15

	M_{\max}^- [kNm]	As	$\sigma_{s,\max}$ [MPa]	$\sigma_{s,\lim}$ [MPa]	$\sigma_{c,\max}$ [MPa]	$\sigma_{c,\lim}$ [MPa]
D=1.2 m	-23	15 ϕ 26	11.46	360	0.35	15

Tabella 4-13: Verifiche tensionali per la combinazione QP 0-10 m. – (Nmin=2498 kN)

	M_{\max}^+ [kNm]	As	$\sigma_{c,\max}$ [MPa]	$\sigma_{c,\lim}$ [MPa]
D=1.2 m	385	30 ϕ 26	3.57	11.25

	M_{\max}^- [kNm]	As	$\sigma_{c,\max}$ [MPa]	$\sigma_{c,\lim}$ [MPa]
D=1.2 m	-653	30 ϕ 26	4.95	11.25

Tabella 4-14: Verifiche tensionali per la combinazione QP 10-21 m.

	M_{\max}^+ [kNm]	As	$\sigma_{c,\max}$ [MPa]	$\sigma_{c,\lim}$ [MPa]
D=1.2 m	164	15 ϕ 26	0	11.25

	M_{\max}^- [kNm]	As	$\sigma_{c,\max}$ [MPa]	$\sigma_{c,\lim}$ [MPa]
D=1.2 m	-14	15 ϕ 26	0.2	11.25

4.1.4.4 Verifica a fessurazione

La massima tensione di trazione nelle barre di armatura, valutata nella sezione fessurata, calcolata per la combinazione rara, è pari a 76 MPa.

la verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta (cfr §4.1.2.2.4.6 delle NTC2008) può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III. La tensione σ_s è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente.

Tab. C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

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

Tab. C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

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

Poiché si adoperano barre Ø26 con spaziatura massima pari a 230 mm, già con la combinazione rara dei carichi sono rispettati i limiti di apertura caratteristica delle fessure.

4.1.4.5 Verifiche geotecniche di capacità portante

La spalla A del Viadotto Rastignano è fondata su n° 12 pali aventi diametro pari a 1200 mm e lunghezza pari a 21 m a partire da intradosso fondazione.

I pali sono disposti planimetricamente come indicato nella seguente figura Figura 4-7, mantenendo un interasse minimo pari a 3 volte il diametro ovvero 3.60m.

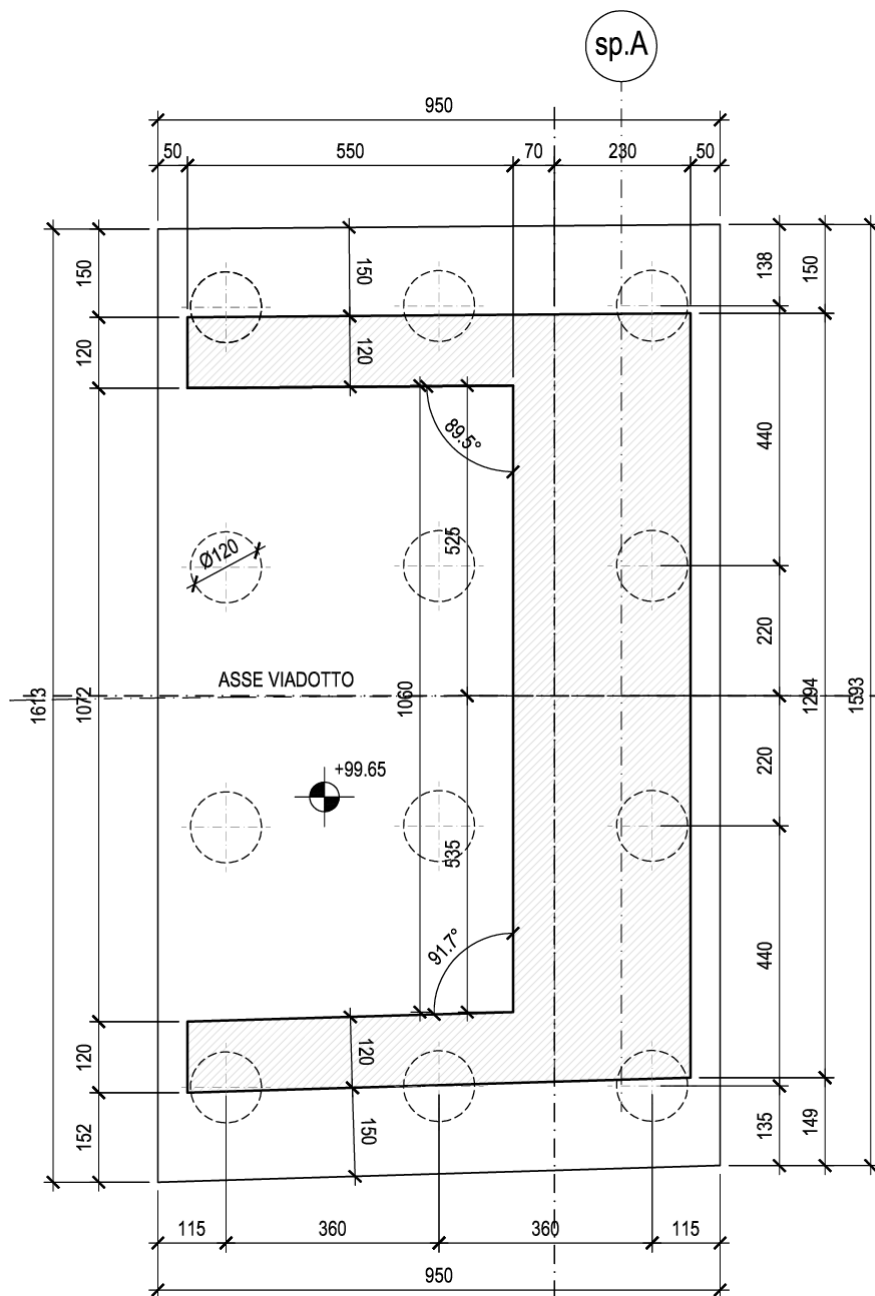



Figura 4-7: Disposizione planimetrica pali Spalla A.

	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI PILE</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Con riferimento ai carichi massimi assiali di compressione e trasversali risultanti dal modello strutturale e sintetizzati in Tabella 4-15 e alla stratigrafia e ai parametri geotecnici di riferimento riportati in Tabella 4-16, sono state eseguite le seguenti verifiche:

- verifiche di capacità portante per carichi verticali;
- verifiche di capacità portante per carichi orizzontali.

Combinazione	N _{c max} [kN]	H _{max} [kN]
INV GEO	-5040	397
INV SLU	-6601	505
INV SLV	-5993	854

Tabella 4-15: Sollecitazioni massime agenti in testa al palo maggiormente caricato

Unità stratigrafica	Quota		Profondità da testa palo		Peso specifico	Coesione efficace	Angolo di attrito	Coesione non drenata	Resistenza a compressione monoassiale
	Sup [m slm]	Inf [m slm]	da [m]	a [m]	γ [kN/m³]	c' [kPa]	φ' [°]	c _u [kPa]	q _u [kPa]
DAS	97.65	95.83	0.00	1.82	20	2	34	-	-
DAF	95.83	94.22	1.82	3.43	19	6	27.5	75	-
DAG	94.22	92.27	3.43	5.38	20	1	37.5	-	-
SUB ALT	92.27	90.22	5.38	7.43	22	22.5	25	250	-
SUB	90.22	-	7.43	-	22	50	31	-	9000

Tabella 4-16: Stratigrafia e parametri di riferimento per il calcolo.

Nel seguito per ciascuna tipologia di verifica vengono riportati i criteri di verifica e di calcolo e i corrispondenti risultati.

4.1.4.5.1 Verifiche di capacità portante per carichi verticali

Criteri di verifica e di calcolo

Conformemente a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 le verifiche allo stato limite ultimo (SLU) risultano soddisfatte se è verificata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza dei pali.

Nel seguito si riportano i criteri di calcolo adottati per la stima della capacità portante del singolo palo di fondazione soggetto a carichi assiali di compressione e trazione.

In accordo al §6.4.3.1 del D.M. 14/01/2008 le verifiche di capacità portante per carichi assiali dei pali sono state condotte con riferimento ai due approcci di calcolo:

- Approccio 1 che prevede le seguenti due combinazioni di coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e sulle resistenze:
 - DA1- C1: (A1+M1 +R1)
 - DA1- C2: (A2+M1 +R2)
- Approccio 2 secondo la combinazione unica (A1 + M1 + R3) di coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e sulle resistenze.

La resistenza di progetto a compressione e a trazione dei pali soggetti a carichi assiali è pari rispettivamente a:

$$R_{c,d} = \left(\frac{R_{cs,k}}{\gamma_s} + \frac{R_{cb,k}}{\gamma_b} \right) - \Delta W \cdot \gamma_{G1}$$

$$R_{t,d} = \left(\frac{R_{cs,k}}{\gamma_{st}} \right)$$

I coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici sono stati assunti con riferimento rispettivamente alle tabelle 6.2.I e 6.2.II del DM 14/01/2008.

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della seguente tabella (Tabella 6.4.II del DM 14/01/2008) con riferimento ai coefficienti per pali trivellati.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 4-17: Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Inoltre se la resistenza caratteristica R_k del palo viene ricavata attraverso correlazioni empiriche che prevedono l'utilizzo di parametri geotecnici o risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ sarà dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ i fattori di correzione (ξ) riportati nella seguente tabella in funzione del numero di verticali d'indagine. Nel caso in esame, si è assunto un valore del fattore di correzione (ξ_3) pari a 1.65, che considera due verticali d'indagine disponibili.

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

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 4-18: Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Nel seguito si riportano le indicazioni in merito alle correlazioni impiegate per la valutazione della resistenza calcolata del singolo palo.

Calcolo della resistenza alla base

La resistenza limite di calcolo del palo alla base si ottiene dalla seguente relazione:

$$Q_{b,lim-calc} = A_b \cdot q_{b,lim-calc}$$

con:

- A_b = area di base del palo,
- $q_{b,lim-calc}$ = portata unitaria limite di calcolo del terreno alla base del palo.

Si prevede che tutti i pali si attestino con la base in roccia, pertanto la portata ammissibile di base unitaria nel substrato roccioso può essere ricavata mediante la formula proposta dal Canadian Foundation Engineering Manual (CGS,1992):

$$q_{amm} = K_{sp} \cdot q_{u,core} \cdot d$$

con:

- q_{amm} = pressione ammissibile,
- K_{sp} = coefficiente empirico che dipende dalla spaziatura delle discontinuità e include un fattore di sicurezza pari a 3 e, di norma, è compreso fra 0.1 e 0.4 (nel caso in esame si è assunto un valore pari a 0.2);
- $q_{u,core}$ = valore medio della resistenza a compressione monoassiale della matrice rocciosa (determinata su campioni di roccia intatta).
- d = fattore di profondità, nel caso in esame cautelativamente assunto pari a 1.

Nel caso in esame il terreno in cui si attesta il palo è costituito dall'Unità SUB che presenta valori di resistenza a compressione monoassiale molto variabili.

Cautelativamente è stato assunto il valore pari a $q_{u,core} = 9000$ kPa.

Con riferimento al paragrafo 6.2.3.1.2 del DM 14/01/2008 tale valore deve essere ridotto tramite il coefficiente $\gamma_{qu} = 1.6$.

Si ottiene quindi il valore della portata limite di base unitaria di calcolo del palo nell'unità SUB amplificando quella ammissibile tramite un coefficiente di sicurezza pari a 3:

$$q_{b, \text{lim-calc}} = FS \cdot K_{sp} \cdot \frac{q_u}{\gamma_{qu}} = 3 \cdot 0.20 \cdot \frac{9000}{1.6} = 3375 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

E di conseguenza il valore della portata limite di base del palo nell'unità SUB:

$$Q_{b, \text{lim-calc}} = A_b \cdot q_{b, \text{lim-calc}} = \pi \cdot 0.6^2 \cdot 3375 = 3817.04 \text{ kN}$$

Calcolo della resistenza laterale

La resistenza laterale si ottiene dalla seguente relazione:

$$Q_{s, \text{lat, lim}} = \pi \cdot \varnothing \cdot \sum_{i=1}^n H_i \cdot q_{ai} ,$$

con:

- \varnothing diametro del palo;
- n numero degli strati interessati;
- H_i spessore dello strato i-esimo;
- q_{ai} adesione limite palo-terreno nello strato i-esimo.

Nel caso in esame nella valutazione della capacità portante del palo per carichi assiali si è considerato trascurabile il contributo della portanza laterale negli strati più superficiali costituiti da unità DAS, DAF e DAG.

Si è pertanto considerata portante la sola porzione di palo nelle unità SUB Alt e SUB.

Per l'unità SUB Alt l'adesione limite palo terreno $q_{a, \text{lim}}$ è stato valutato mediante la seguente relazione:

$$q_{a, \text{lim}} = \alpha \cdot c_{uk}$$

con:

- c_{uik} = coesione caratteristica non drenata dell'unità SUB alt in questo caso assunta pari a 250 kPa;
- α = coefficiente empirico, dipendente dal tipo di terreno, dal metodo di installazione del palo e dal materiale costituente il palo, in questo caso assunto pari a 0.40 (Tabella 4-19) ottenendo il valore pari a 100 kPa

Per l'unità SUB si è fatto riferimento alla formulazione proposta da Tomlinson, 1995:

$$q_{s, \text{lim}} = \alpha \cdot \beta \cdot q_{uc}$$

con :

- α = fattore riduttivo correlato al valore della resistenza a compressione della roccia q_{uc} come indicato in figura e assunto cautelativamente con riferimento alla curva di Horvath pari a 0.1;
 - β = fattore legato alla spaziatura delle discontinuità dell'ammasso (Fig), nel caso in esame assunto cautelativamente pari a 0.4
- ottenendo il valore pari a 225 kPa.

Materiale		c_u (kPa)	q_a	$q_{a,max}$ (kPa)
PALI INFISSI	CLS	≤ 25	c_u	120
		$25 < 50$	$0.85 c_u$	
		$50 < 75$	$0.65 c_u$	
		≥ 75	$0.50 c_u$	
PALI INFISSI	ACCIAIO	≤ 25	c_u	100
		$25 < 50$	$0.80 c_u$	
		$50 < 75$	$0.65 c_u$	
		> 75	$0.50 c_u$	
TRIVELLATI	CLS	≤ 25	$0.90 c_u$	100
		$25 < 50$	$0.80 c_u$	
		$50 < 75$	$0.60 c_u$	
		≥ 75	$0.40 c_u$	

Tabella 4-19: Valori indicativi dell'adesione $q_a = \alpha C_u$ per pali in terreni coesivi (AGI – 1984).

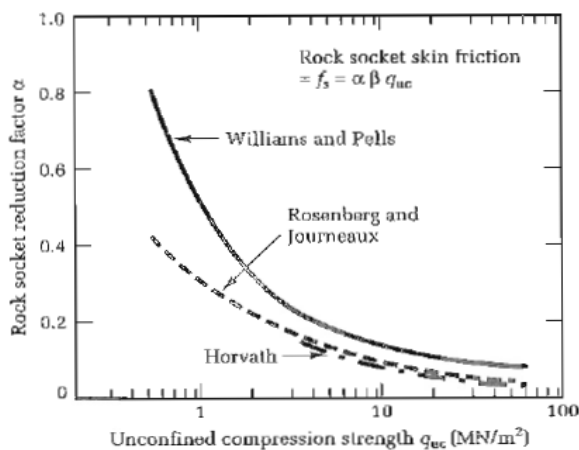


Fig. 7.17 Rock socket skin friction related to the uniaxial compression strength of intact rock.

Figura 4-8: Fattore riduttivo α correlato al valore della resistenza a compressione della roccia q_{uc}

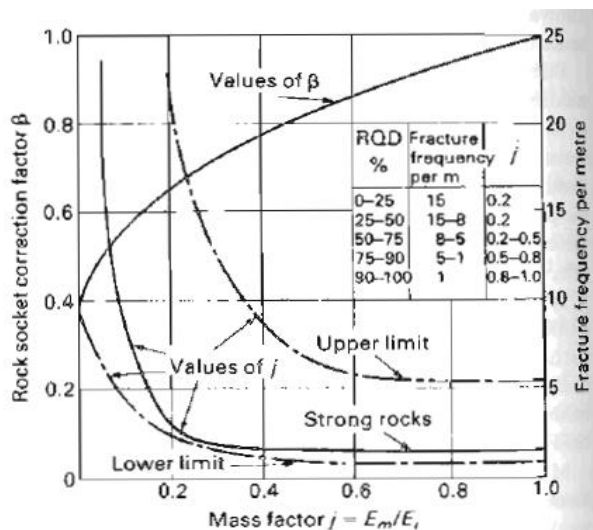


Fig. 7.18 Correction factor for rock socket skin friction allowing for discontinuities.

Figura 4-9: Fattore riduttivo β correlato alla spaziatura delle discontinuità nell'ammasso.

Per eventuali carichi di trazione la resistenza laterale limite è stata ridotta al 70% della resistenza laterale a compressione

Risultati del calcolo e verifiche

Calcolo capacità portante del palo		
Caratteristiche geometriche		
Quota intradosso fondazione		97.65 m slm
Quota tetto unità DAF		95.83 m slm
Quota tetto unità DAG		94.22 m slm
Quota tetto unità SUBalt		92.27 m slm
Quota tetto unità SUB		90.22 m slm
Profondità unità SUB da intradosso fondazione	z_{rock}	7.43 m
Diametro palo	ϕ	1.2 m
Lunghezza palo da intradosso fondazione	L_{palo}	21 m
Lunghezza palo in DAS	L_{S-DAS}	1.82 m
Lunghezza palo in DAF	L_{S-DAF}	1.61 m
Lunghezza palo in DAG	L_{S-DAG}	1.95 m
Lunghezza palo in SUB alt	$L_{S-SUB-ALT}$	2.05 m
Lunghezza palo in roccia (unità SUB)	L_{S-SUB}	15.39 m
Peso del palo	W_{palo}	593.8 kN
Resistenza a compressione del calcestruzzo	f_{cu}	25 MPa

Calcolo portanza di base

(CGS, 1992)

Coefficiente di capacità portante	k_{sp}	0.200	
Resistenza a compressione monoassiale roccia (Unità SUB)	q_u	9000 kPa	
	γ_M	1.600	
	$q_{u,d}$	5625 kPa	
fattore di profondità	d	3.40	
Impiego del fattore di profondità?		no	
portanza di base ammissibile	$q_{b,amm}$	1125.0 kPa	
portanza di base limite	$q_{b,lim-calc}$	3375 kPa	
Resistenza di punta limite	$Q_{b,lim-calc}$	3817.04 kN	

Calcolo portanza laterale

Unità DAS			
angolo di attrito	ϕ	34 °	
peso specifico	γ	20 kN/m ³	
valore di adesione laterale di calcolo	$q_{s-calc-comp-RIL}$	16.6 kPa	
Unità DAF			
Coesione non drenata	c_u	75 kPa	
	α	0.4	
peso specifico	γ	19 kN/m ³	
valore di adesione laterale di calcolo	$q_{s-calc-comp-RIL}$	30 kPa	
Unità DAG			
angolo di attrito	ϕ	37.5 °	
peso specifico	γ	20 kN/m ³	
valore di adesione laterale di calcolo	$q_{s-calc-comp-DAG}$	31.6 kPa	
Unità SUB alt			
Coesione non drenata	c_u	250 kPa	
	α	0.4	
valore di adesione laterale di calcolo	$q_{s-calc-comp-SUB ALT}$	100 kPa	
Unità SUB			
Tomlinson 1995	α	0.1	
	β	0.4	
	q_{s-calc}	225 kPa	
Pouls-Davis 1987	q_{s-max}	281.25 kPa	
valore di adesione laterale di calcolo	$q_{s-calc-compr-SUB}$	225 kPa	
Considero il contributo dell'Unità DAS, DAF, DAG?		no	
Resistenza laterale limite compressione	$Q_{lat,lim-compressione}$	13827.09 kN	
Resistenza laterale limite trazione (assunta pari al 70% della Resistenza a compressione)	$Q_{lat,lim-trazione}$	9678.96 kN	

DA1 - C1: A1+M1+R1 COMPRESSIONE	$Q_{b,lim-calc}$ kN	ξ_3	$Q_{b,lim-k}$ kN	γ_{base}	$Q_{b,d}$ kN	$Q_{lat,lim-calc}$ kN	ξ_3	$Q_{lat,lim-k}$ kN	$\gamma_{lat,compr}$	$Q_{lat,d}$ kN	W_{palo} kN	γ_F	R_d kN	Ed	verifica
SLU	3817.0	1.65	2313.4	1.0	2313.4	13827.1	1.65	8380.1	1.0	8380.1	593.8	1.3	9921.5	> 6601.0	ok
SLV	3817.0	1.65	2313.4	1.0	2313.4	13827.1	1.65	8380.1	1.0	8380.1	593.8	1.0	10099.6	> 5993.0	ok
DA1 - C2: A2+M1+R2 COMPRESSIONE	$Q_{b,lim-calc}$ kN	ξ_3	$Q_{b,lim-k}$ kN	γ_{base}	$Q_{b,d}$ kN	$Q_{lat,lim-calc}$ kN	ξ_3	$Q_{lat,lim-k}$ kN	$\gamma_{lat,compr}$	$Q_{lat,d}$ kN	W_{palo} kN	γ_F	R_d kN	Ed	verifica
SLU	3817.0	1.65	2313.4	1.7	1360.8	13827.1	1.65	8380.1	1.45	5779.3	593.8	1.0	6546.4	> 5040.0	ok
SLV	3817.0	1.65	2313.4	1.7	1360.8	13827.1	1.65	8380.1	1.45	5779.3	593.8	1.0	6546.4	> 5993.0	ok
DA2: A1+M1+R3 COMPRESSIONE	$Q_{b,lim-calc}$ kN	ξ_3	$Q_{b,lim-k}$ kN	γ_{base}	$Q_{b,d}$ kN	$Q_{lat,lim-calc}$ kN	ξ_3	$Q_{lat,lim-k}$ kN	$\gamma_{lat,compr}$	$Q_{lat,d}$ kN	W_{palo} kN	γ_F	R_d kN	Ed	verifica
SLU	3817.0	1.65	2313.4	1.4	1713.6	13827.1	1.65	8380.1	1.2	7287.0	593.8	1.3	8228.7	> 6601.0	ok
SLV	3817.0	1.65	2313.4	1.4	1713.6	13827.1	1.65	8380.1	1.2	7287.0	593.8	1.0	8406.8	> 5993.0	ok

Le verifiche di capacità portante per carichi assiali di compressione risultano pertanto soddisfatte.

4.1.4.5.2 Verifiche di capacità portante per carichi trasversali

Criteri di verifica e di calcolo

Conformemente a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 le verifiche allo stato limite ultimo (SLU) risultano soddisfatte se è verificata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza dei pali.

Nel seguito si riportano i criteri di calcolo adottati per la stima della capacità portante del singolo palo di fondazione soggetto a carichi trasversali.

In accordo al §6.4.3.1 del D.M. 14/01/2008 le verifiche di capacità portante per carichi trasversali dei pali sono state condotte con riferimento all'approccio di calcolo 2 ovvero secondo la combinazione unica (A1 + M1 + R3) di coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e sulle resistenze.

I coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici sono stati assunti con riferimento rispettivamente alle tabelle 6.2.I e 6.2.II del DM 14/01/2008.

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della seguente tabella (Tabella 6.4.VI del DM 14/01/2008).

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T=1,0$	$\gamma_T=1,6$	$\gamma_T=1,3$

Tabella 4-20: Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Inoltre se la resistenza caratteristica R_k del palo viene ricavata attraverso correlazioni empiriche che prevedono l'utilizzo di parametri geotecnici o risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{tr,k}$ sarà dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{tr,cal}$ i fattori di correzione (ξ) riportati nella seguente tabella in funzione del numero di verticali d'indagine. Nel caso in esame, si è assunto un valore del fattore di correzione (ξ_3) pari a 1.65, che considera due verticali d'indagine disponibili.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 4-21: Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Il problema della determinazione della resistenza $R_{tr,cal}$ di un palo verticale sotto l'azione di una forza orizzontale, applicata all'estremità superiore del palo, è stato studiato da numerosi autori; come ad esempio Broms (1964), per il quale il calcolo del carico limite H_{lim} (corrispondente a $R_{tr,cal}$) scaturisce da considerazioni di equilibrio limite applicate al complesso palo-terreno nell'ipotesi di adottare modelli costitutivi rigido-perfettamente plastici sia per il terreno sia per il palo in funzione dei seguenti aspetti:

- stratigrafia e caratteristiche di resistenza del terreno;
- tipo di vincolo della testa del palo;
- caratteristiche geometriche e di resistenza del palo ovvero diametro, lunghezza, eventuale lunghezza del palo sopra il piano campagna, armatura e materiali.

Tenuto conto della tipologia di suolo coinvolto, non si ritiene possibile applicare tuttavia la formulazione di Broms limitata a terreni omogenei interamente coesivi o incoerenti.

In alternativa al metodo di Broms, al fine di verificare la compatibilità dei carichi trasversali nei confronti delle reazioni offerte dal terreno si è fatto ricorso al software LPile V 2016.08.09 applicando al palo il carico orizzontale massimo in testa amplificato per un fattore ottenuto dal prodotto del coefficiente $\xi = 1.65$ e $\gamma_T = 1.3$ ovvero per un fattore pari a 2.14

La convergenza del calcolo sotto tale carico, basata sull'analisi di interazione terreno-palo attraverso le curve p-y garantisce il rispetto delle condizioni di sicurezza richieste, verificando la compatibilità tra lo stato di sollecitazione interna e la capacità strutturale di progetto del palo.

In particolare il calcolo è stato condotto cautelativamente con riferimento alla stratigrafia riportata in Figura 4-10 applicando un carico orizzontale pari a 1832 kN ottenuto a partire dal massimo taglio riscontrato in testa al palo pari a 854 kN.

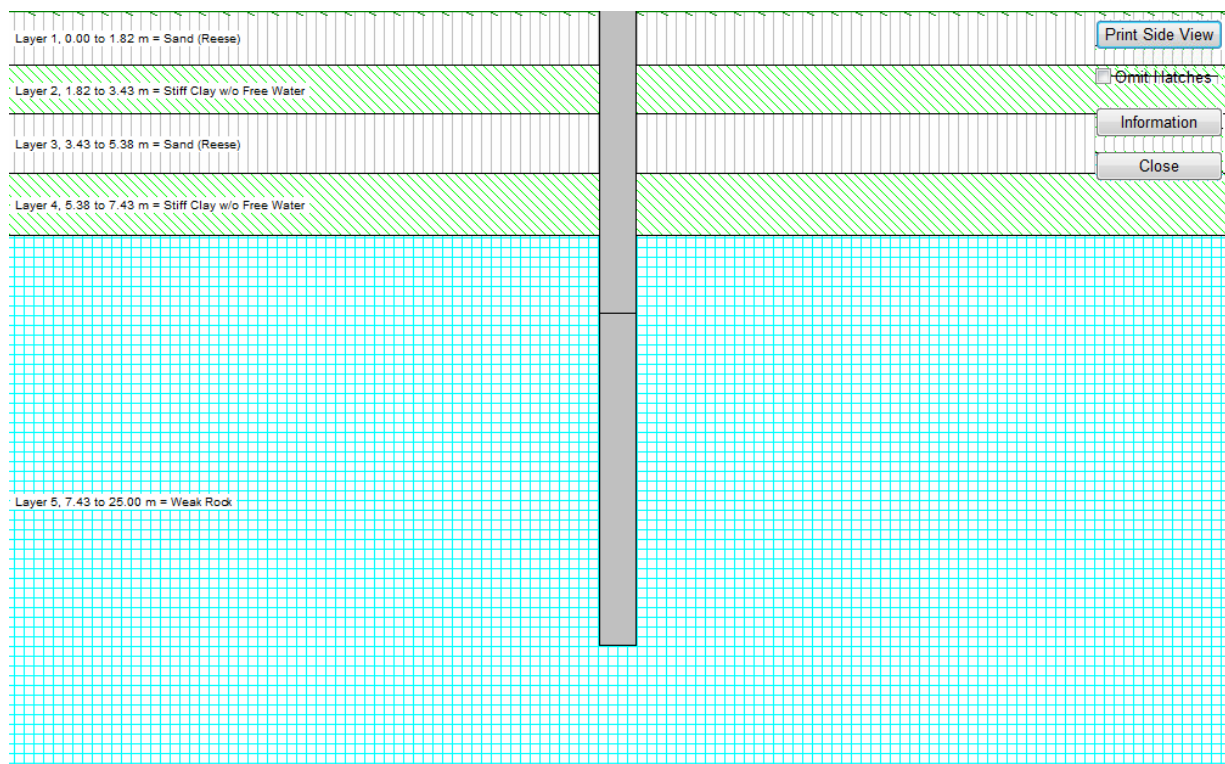


Figura 4-10: Modello L-Pile per Verifica capacità portante orizzontale.

Il modello è giunto a convergenza a testimonianza del soddisfacimento dei requisiti minimi richiesti nei confronti della capacità portante del palo soggetto a carichi orizzontali.

Nella seguente figura sono riportati i risultati in termini di deformazione, momento flettente e taglio lungo il palo, per effetto del carico orizzontale pari a 1832 kN.

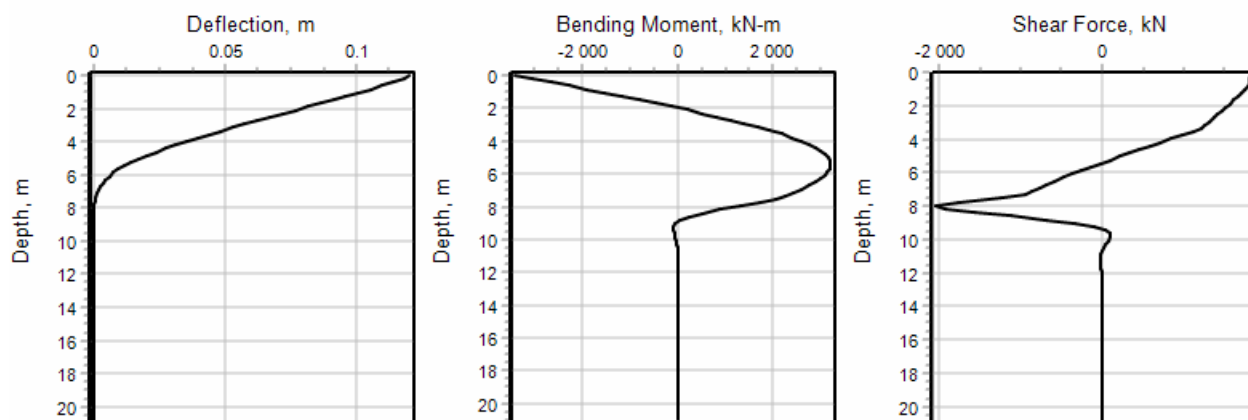



Figura 4-11: Convergenza del modello – Stato di deformazione e sollecitazione indotto nel palo sotto un carico orizzontale in testa pari a 1832 kN.

 <small>gruppo Atlantia</small>	<p style="text-align: right;"> VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI PILE </p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Le sollecitazioni flessionali e di taglio risultanti sono compatibili con i corrispondenti valori resistenti.

La verifica è pertanto soddisfatta.

4.1.5 Verifica del plinto di fondazione

4.1.5.1 Verifica a flessione

Le sollecitazioni flessionali massime lette con riferimento all'involuppo delle combinazioni statiche e sismiche vengono riassunte nella tabella seguente e confrontate con i relativi momenti resistenti ultimi:

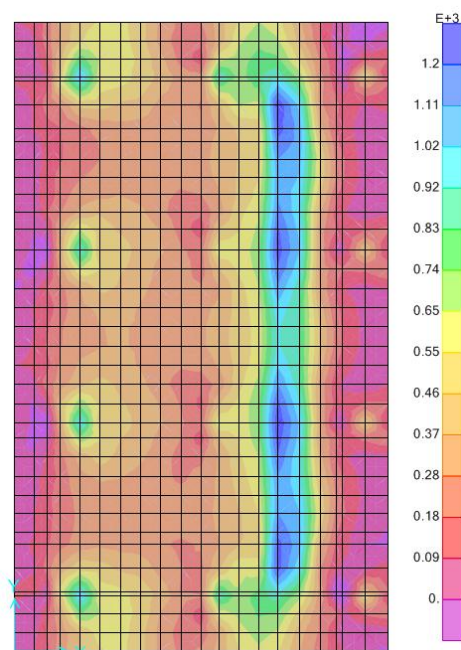


Figura 4-12: M11+ Involuppo Max (SLU+SLV). – $[10^3 \text{ kNm/m}]$

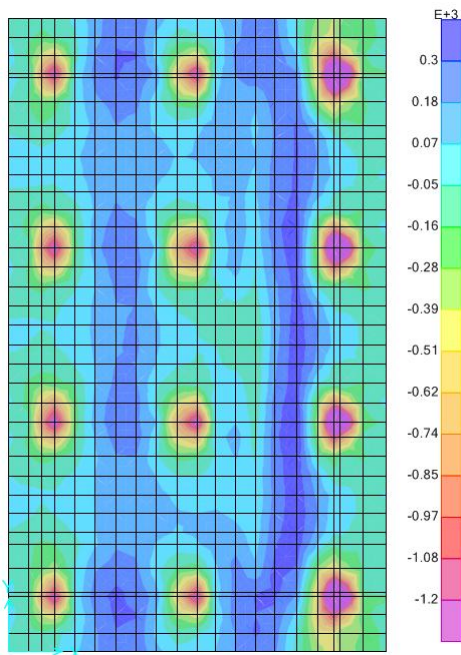


Figura 4-13: M11- Involuppo Min (SLU+SLV). – $[10^3 \text{ kNm/m}]$

Tabella 4-22: Azioni di progetto e azioni resistenti nel piano XZ.

	M11+ [kNm]	M11- [kNm]	M11Rd+ [kNm]	M11Rd- [kNm]	As,inf	As,sup
H=2.0 m	1924	-1507	2636	-2636	φ30/20"	φ30/20"

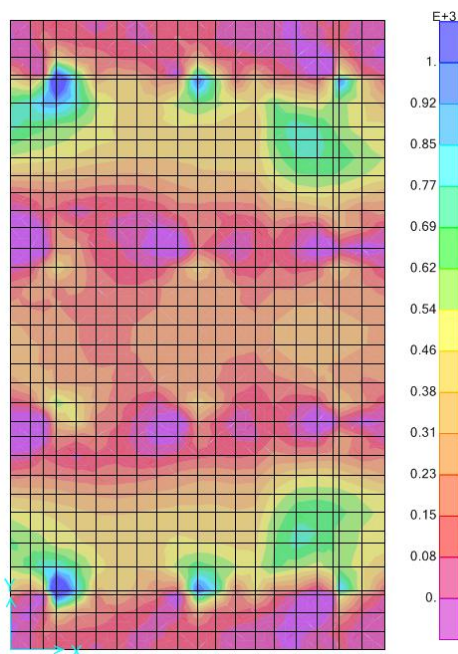


Figura 4-14: M22+ Involuppo Max (SLU+SLV). – $[10^3 \text{ kNm/m}]$

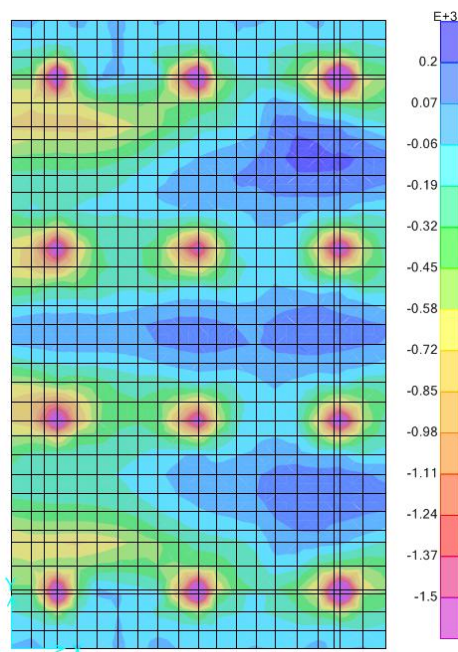


Figura 4-15: M22- Involuppo Min (SLU+SLV). – $[10^3 \text{ kNm/m}]$


	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI PILE</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Tabella 4-23: Azioni di progetto e azioni resistenti nel piano YZ.

	M22+ [kNm]	M22- [kNm]	M22Rd+ [kNm]	M22Rd- [kNm]	As,inf	As,sup
H=2.0 m	733	-1033	2585	-2585	φ30/20"	φ30/20"

4.1.5.2 Verifica a taglio

Le sollecitazioni taglianti massime lette con riferimento all'involuppo delle combinazioni statiche e sismiche risultano inferiori ai valori del taglio resistente V_{Rd} calcolato secondo le formule riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC2008.

Tabella 4-24: Taglio resistente per sezioni prive di armature a taglio.

	V13Rd [kN]	As,inf	As,sup
H=2.0 m	547	φ30/20"	φ30/20"

	V23Rd [kN]	As,inf	As,sup
H=2.0 m	540	φ30/20"	φ30/20"

Tabella 4-25: Taglio resistente V_{13Rd} per sezioni prive di armature a taglio.

Dati			
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	2000	mm	Altezza
d	1945	mm	Altezza utile
fck	28	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	15.87	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	7.93	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	3534	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.32		Fattore di ingranamento
v _{min}	0.28	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ _l	0.0018		Rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ _{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α _c	1.00		Coefficiente maggiorativo
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	547	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Tabella 4-26: Taglio resistente V23Rd per sezioni prive di armature a taglio.

Dati			
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	2000	mm	Altezza
d	1915	mm	Altezza utile
fck	28	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	15.87	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	7.93	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	3534	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.32		Fattore di ingranamento
v _{min}	0.28	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ _l	0.0018		Rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ _{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α _c	1.00		Coefficiente maggiorativo
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	540	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Nelle figure seguenti vengono mostrate le mappe del taglio V13 e del taglio V23 visualizzando soltanto le zone dove essi superano i valori resistenti riportati in Tabella 4-24, si osserva che le zone in cui occorrerebbe armare a taglio coincidono con le impronte dei pali di fondazione e dell'elevazione della spalla. Si conclude pertanto che non occorre disporre idonea armatura a taglio nel plinto di fondazione.

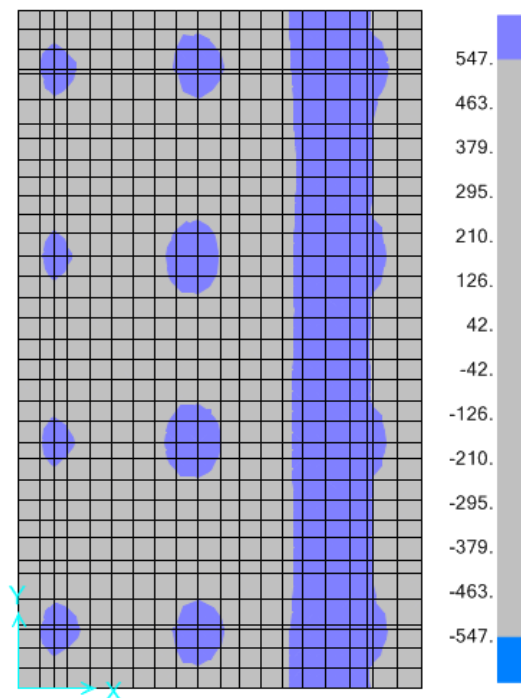


Figura 4-16: Mappa del taglio V13 (INV Max). – [kN/m]

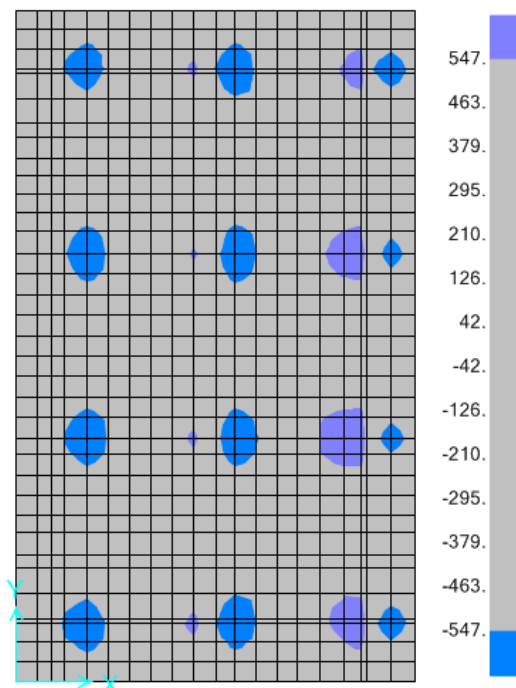


Figura 4-17: Mappa del taglio V13 (INV Min) . – [kN/m]

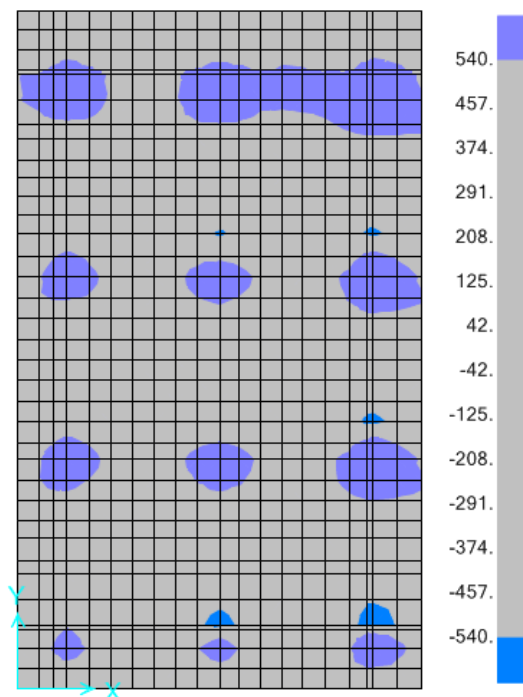


Figura 4-18: Mappa del taglio V23 (INV Max) . – [kN/m]

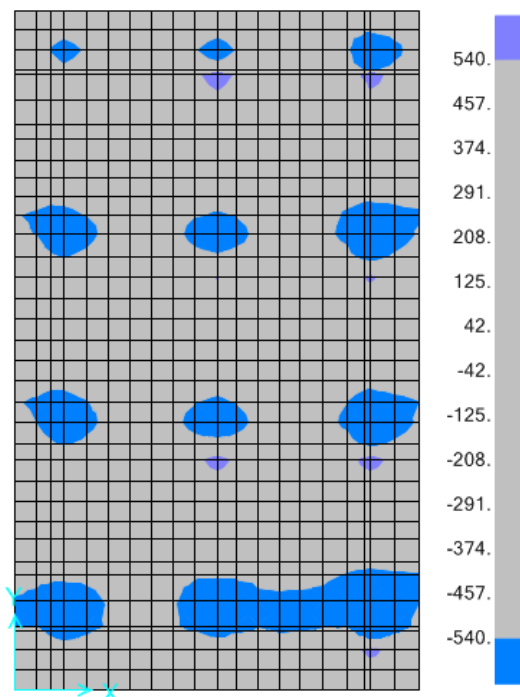


Figura 4-19: Mappa del taglio V23 (INV Min). – [kN/m]

4.1.5.3 Verifica delle tensioni di esercizio

In accordo con il §4.1.2.2.5 del DM2008 si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature.

Per la combinazione caratteristica (RARA) deve risultare:

$$\sigma_{c,max} < \sigma_{c,lim} = 0,6f_{ck} = 16,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} < \sigma_{s,lim} = 0,8f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Per la combinazione quasi permanente (QP) deve risultare:

$$\sigma_{c,max} < \sigma_{c,lim} = 0,45f_{ck} = 12,6 \text{ MPa}$$

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche:

Tabella 4-27: Verifiche tensionali per la combinazione caratteristica nel piano XZ.

	M11+ [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
H=2.0 m	1425	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	219.6	360	3.4	16,8

	M11- [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
H=2.0 m	-779	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	120.1	360	1.9	16,8

Tabella 4-28: Verifiche tensionali per la combinazione caratteristica nel piano YZ.

	M22+ [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
H=2.0 m	486	φ30/20"	φ30/20"	76.4	360	1.2	16,8

	M22- [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
H=2.0 m	-765	φ30/20"	φ30/20"	120.3	360	1.9	16,8

Tabella 4-29: Verifiche tensionali per la combinazione QP nel piano XZ.

	M11+ [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
H=2.0 m	987	φ30/20"	φ30/20"	2.4	12,6

	M11- [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
H=2.0 m	-545	φ30/20"	φ30/20"	1.3	12,6

Tabella 4-30: Verifiche tensionali per la combinazione QP nel piano YZ.

	M22+ [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
H=2.0 m	334	φ30/20"	φ30/20"	0.8	12,6

	M22- [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
H=2.0 m	-623	φ30/20"	φ30/20"	1.6	12,6

4.1.5.4 Verifica a fessurazione

In accordo con quanto indicato nel §4.1.2.2.4 del DM2008 si sono effettuate le verifiche allo stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata deve risultare inferiore a:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} = \frac{2,77}{1,2} = 2,31 \text{ MPa}$$

Nel caso in cui tale condizione non sia risultata soddisfatta, si è effettuata la verifica allo stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari a:

$w_2 = 0,3 \text{ mm}$ per la Combinazione quasi permanente (QP);

$w_3 = 0,4 \text{ mm}$ per la Combinazione frequente (FR);

essendo la condizione ambientale XC2 ordinaria e le armature poco sensibili.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche.

Tabella 4-31: Verifiche a fessurazione per la combinazione QP nel piano XZ.

	M11+ [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_2 [mm]
H=2.0 m	987	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	1.30	2.31	-	0.3

	M11- [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_2 [mm]
H=2.0 m	-545	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	0.72	2.31	-	0.3

Tabella 4-32: Verifiche a fessurazione per la combinazione QP nel piano YZ.

	M22+ [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_2 [mm]
H=2.0 m	334	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	0.44	2.31	-	0.3

	M22- [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_2 [mm]
H=2.0 m	-623	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	0.82	2.31	-	0.3

Tabella 4-33: Verifiche a fessurazione per la combinazione FR nel piano XZ.

	M11+ [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_3 [mm]
H=2.0 m	1310	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	1.72	2.31	-	0.4

	M11- [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_3 [mm]
H=2.0 m	-718	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	0.94	2.31	-	0.4

Tabella 4-34: Verifiche a fessurazione per la combinazione FR nel piano YZ.

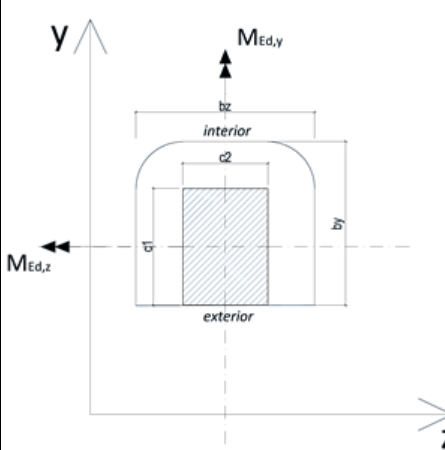
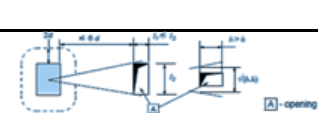
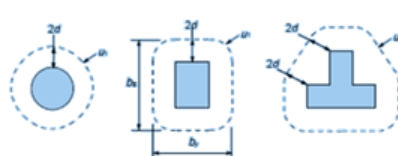
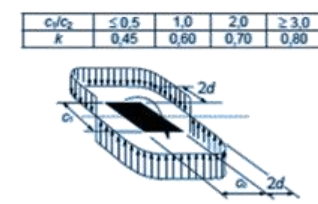
	M22+ [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_3 [mm]
H=2.0 m	445	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	0.59	2.31	-	0.4

	M22- [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_3 [mm]
H=2.0 m	-729	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	0.97	2.31	-	0.4

4.1.5.5 Verifica a punzonamento

Si procede ora a verificare la soletta di fondazione nei confronti di un possibile meccanismo di punzonamento indotto dai due pali posteriori centrali non ricadenti al di sotto delle strutture di elevazione della spalla.

Tabella 4-35: Verifica a punzonamento

PUNCHING - EN 1992-1-1:2004						S16071			
INPUT DATA									
edge column id.		PALO $\phi 1200$							
type of column		Circular							
geometry of the column		R=	60.0	cm					
		D=	120.0	cm					
Design value of the applied shear force (punching stress)		V _{Ed} =	3790	kN					
Δ Moment about the y axis (about c1)		M _{Ed,y} =	2979	kNm					
Δ Moment about the z axis (about c2)		M _{Ed,z} =	2074	kNm					
longitudinal force across the full bay y direction		N _{Ed,y} =		kN/m					
longitudinal force across the full bay z direction		N _{Ed,z} =		kN/m					
depth of the slab		d _{slab} =	2	m					
slab concrete		C25/30							
partial factor for concrete		γ_c =	1.5						
slab reinforcement y direction	diameter	ϕ_y =	30	mm					
	bar spacing	s _y =	20	cm					
	concrete cover in y	c _y =	6.5	cm					
	reinforcement	ϕ_y =	0	mm					
	reinforcement spacing	s _y =	20	cm					
slab reinforcement z direction	diameter	ϕ_z =	30	mm					
	bar spacing	s _z =	20	cm					
	concrete cover in z	c _z =	9.5	cm					
	reinforcement	ϕ_y =	0	mm					
	reinforcement spacing	s _y =	20	cm					
opening dimension		l ₁ =		cm					
opening dimension		l ₂ =		cm					
reduction basic control perimeter near opening		rid=		cm					
effective depth reinforcement in y (slab)		d _y =	1.920	m					
reinforcement ratio for longitudinal y reinforcement		ρ_{ly} =	0.0018						
effective depth reinforcement in z (slab)		d _z =	1.890	m					
reinforcement ratio for longitudinal z reinforcement		ρ_{lz} =	0.0019						
effective depth of the slab		d _{eff} =	1.905	m					
reinforcement ratio $\rho_l = (\rho_{ly} + \rho_{lz})^{0.5}$		ρ_l =	0.0019						
The values of the reinforcement ratio should be calculated as mean values taking into account a slab width equal to the column width plus 3d each side		692	cm						
shortest distance between opening and center column		6d _{eff} =	1143.0	cm					
basic control perimeter	by=	441.0	cm	u ₁ =				1445.0	cm
	bz=	882.0	cm	u _{1-red} =				1445.0	cm
reduced basic control perimeter for edge column		u ₁₊ =	1385.0	cm					
		u _{1+-red} =	1385.0	cm					
basic control section		A _p =	27.527	m ²					
classical τ				τ =	0.23	N/mm ²			
$0.5 \text{ut}f_{ctd}$				R _{Rd} =	22084.15	kN			
coefficient β				β =	1.165				
Maximum shear stress face column $v_{Ed} = \beta V_{Ed} / (u_0 d)$		V _{Ed-u0} =	0.966	N/mm ²					
Check at the face of the column $V_{Rd,max} = 0.5 v_{f,cd}$		V _{Rd,max} =	5.250	N/mm ²					
Maximum shear stress $v_{Ed} = \beta V_{Ed} / (u_1 d)$		V _{Ed} =	0.160	N/mm ²					
Punching shear resistance without shear reinforcement $v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$		V _{Rd,c} =	0.267	N/mm ²					
									

4.1.6 Verifica delle pareti

Ai fini delle verifiche le pareti verranno di seguito identificate con la lettera P seguita dallo spessore espresso in centimetri secondo lo schema riportato in Figura 4-20.

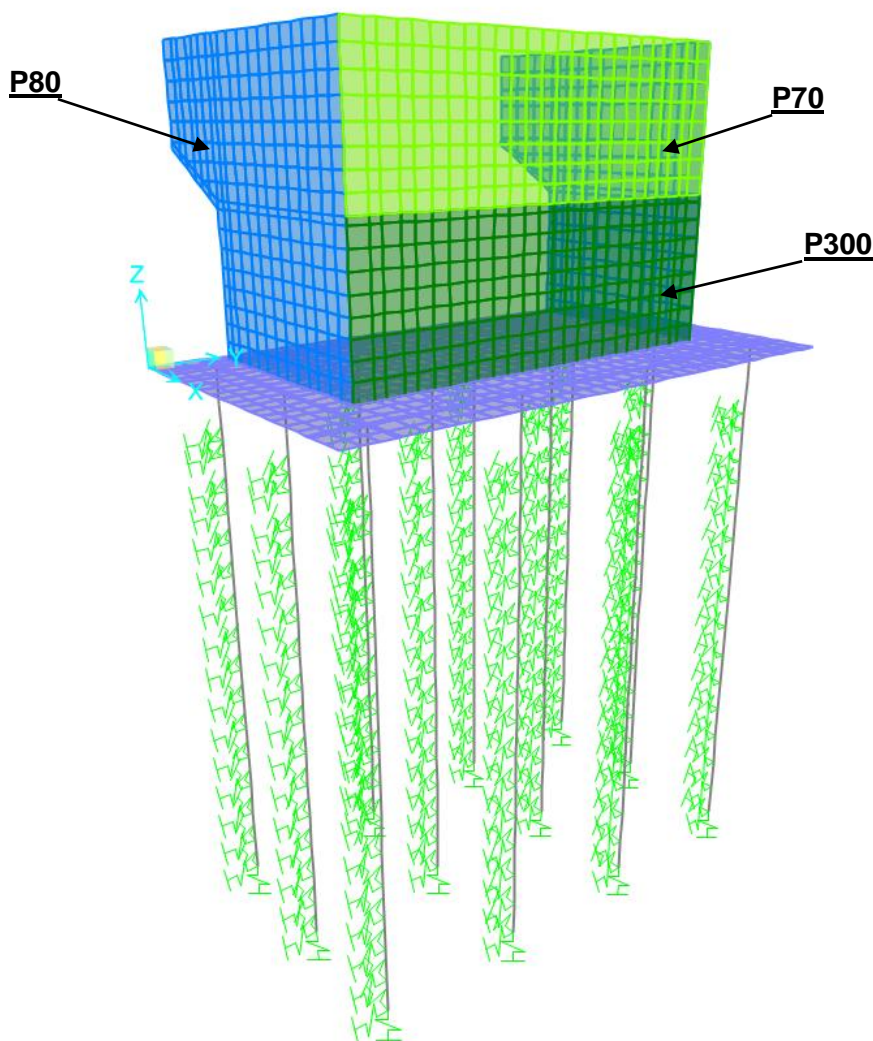


Figura 4-20: Identificazione pareti verticali.

Le armature verticali di ripresa allo spiccatto di fondazione, sono di seguito riassunte:

- P70
 - 1 $\phi 24/20$ " posti in corrispondenza di ciascuna delle due facce della parete;
- P80
 - 1 $\phi 24/15$ " posti in corrispondenza di ciascuna delle due facce della parete;
- P300
 - 1 $\phi 24/20$ " posti in corrispondenza della faccia controterra della parete;
 - 1 $\phi 24/20$ " posti internamente ad una distanza pari a 74 cm dalla faccia della parete controterra;

- 1 ϕ 30/20" posti internamente ad una distanza pari a 185 cm dalla faccia della parete controterra;
- 1 ϕ 30/20" posti in corrispondenza della faccia esterna della parete (lato impalcato);

Le armature orizzontali sono costituite da barre $\phi 20/20''$.

4.1.6.1 Verifica a pressoflessione

Si riportano nelle immagini seguenti le mappe di colore relative alle azioni flettenti (M11+, M11-, M22+, M22-) nel paraghiaia e nell'elevazione del fusto (pareti lungo y) valutate considerando l'involuppo delle combinazioni sismiche e statiche (SLU+SLV).

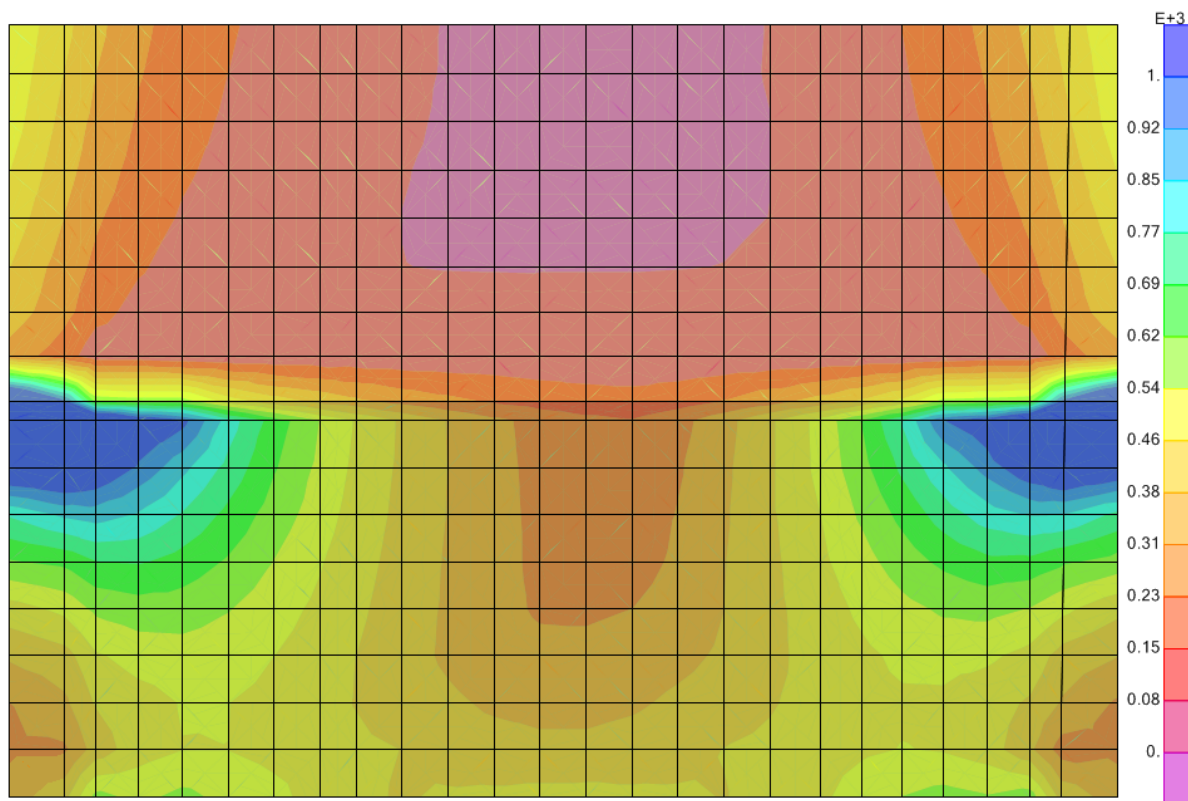


Figura 4-21: M11+ Involuppo Max (SLU+SLV). – $[10^3 \text{ kNm/m}]$

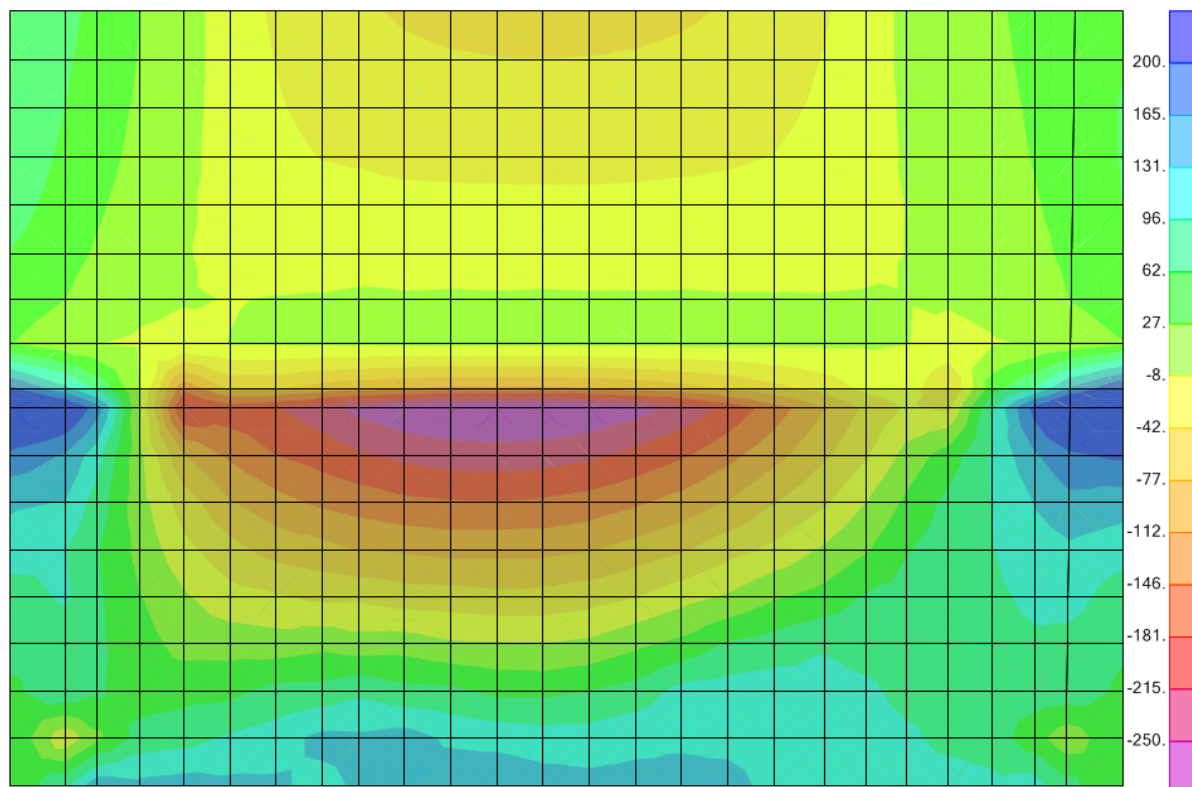


Figura 4-22: M11- Involuppo Min (SLU+SLV). – [kNm/m]

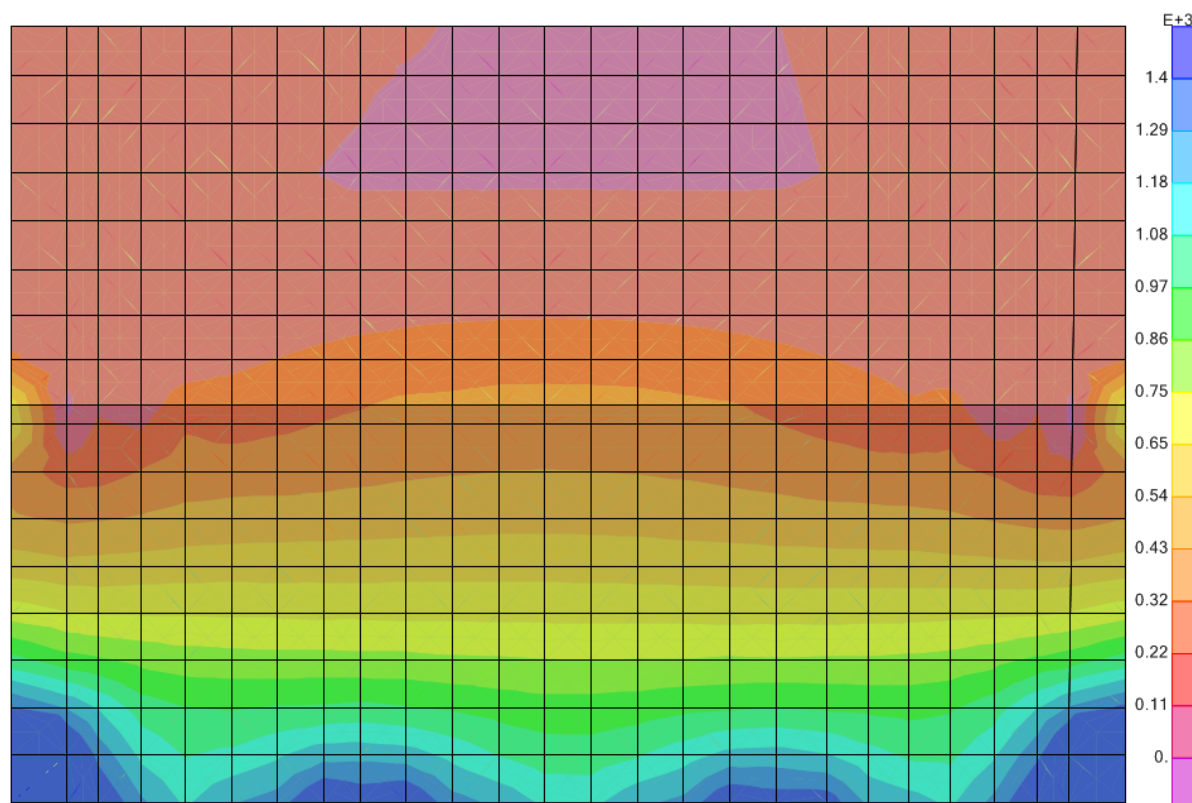


Figura 4-23: M22+ Involuppo Max (SLU+SLV). – [10^3 kNm/m]

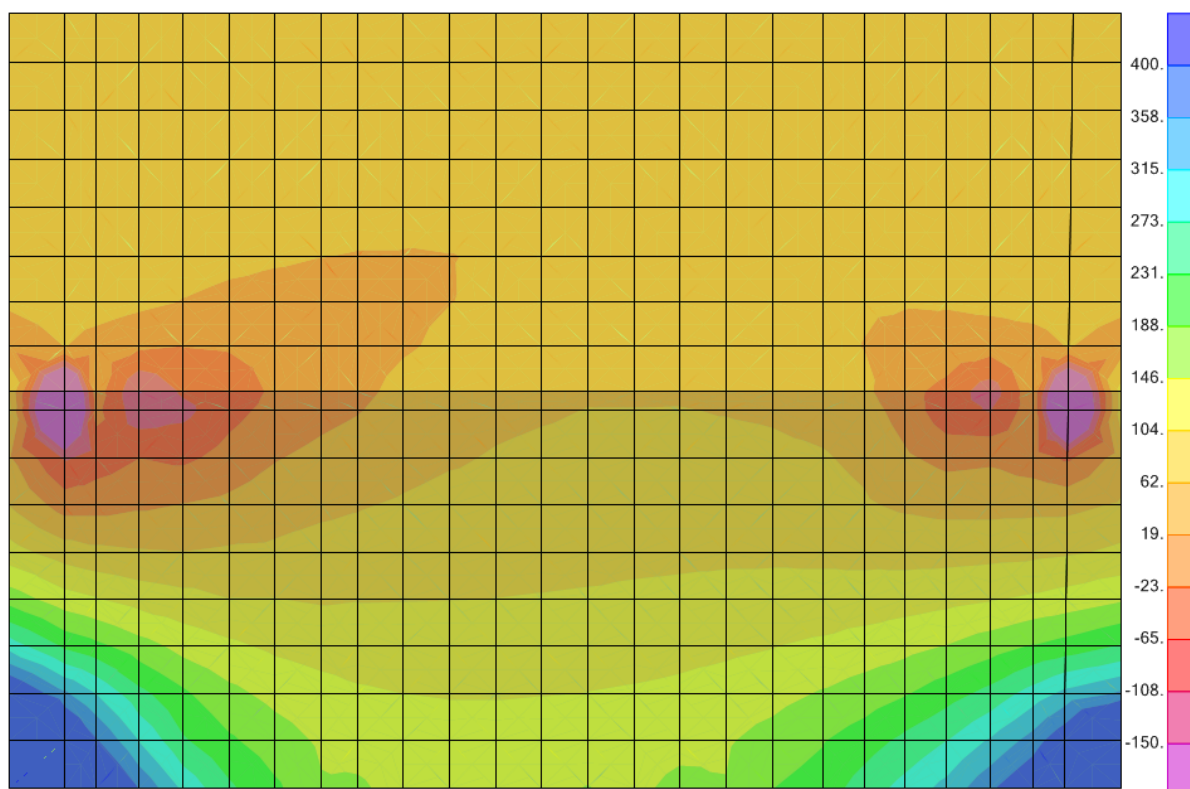


Figura 4-24: M22- Involuppo Min (SLU+SLV). – [kNm/m]

Si riportano nelle immagini seguenti le mappe di colore relative alle azioni flettenti (M11+, M11-, M22+, M22-) nei muri di risvolto (pareti lungo x) valutate considerando l'involuppo delle combinazioni sismiche e statiche (SLU+SLV).

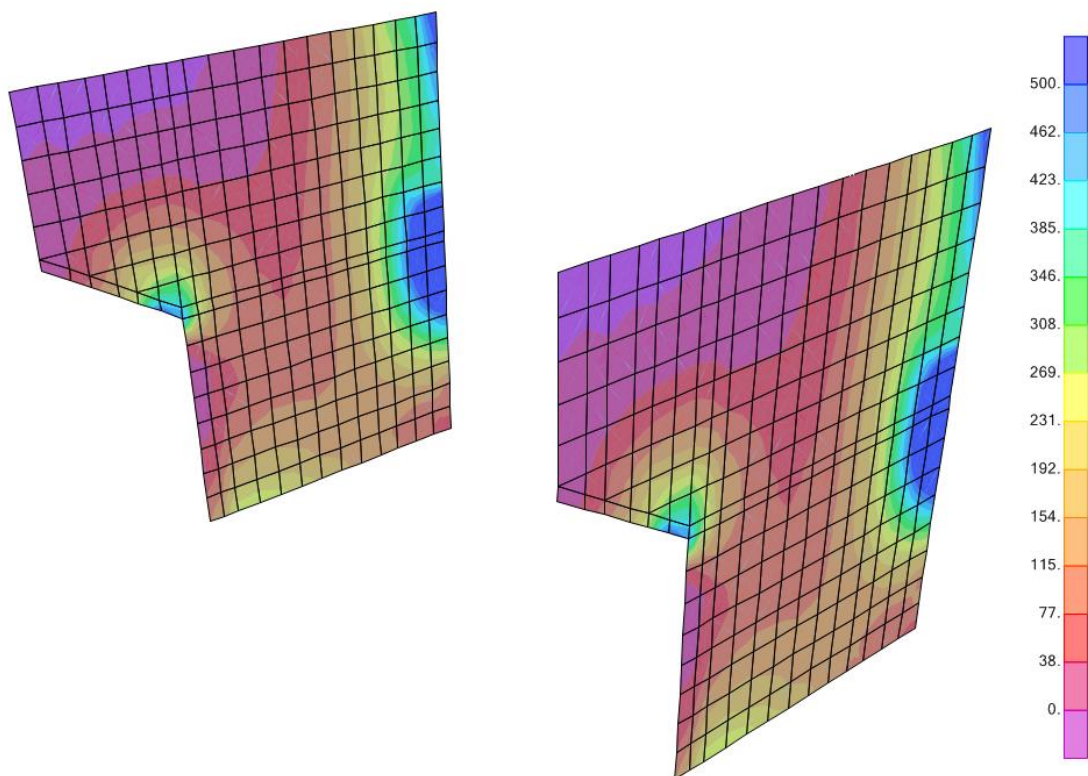


Figura 4-25: M_{11+} Involuppo Max (SLU+SLV). – [kNm/m]

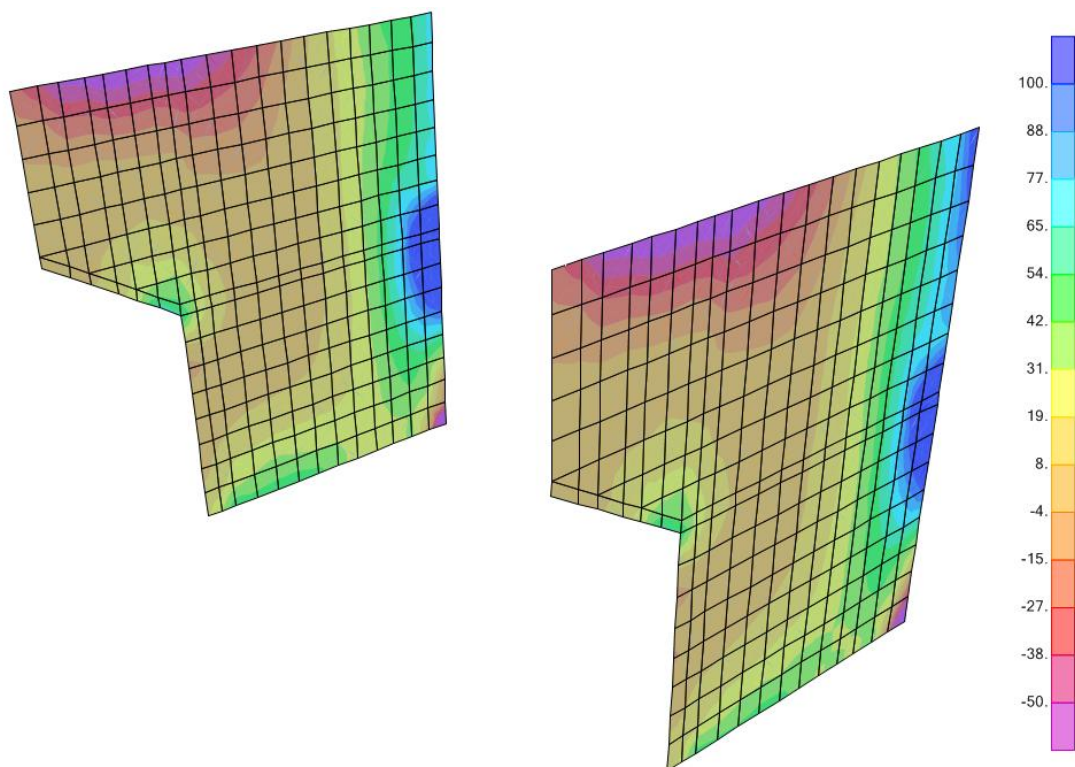


Figura 4-26: M_{11-} Involuppo Min (SLU+SLV). – [kNm/m]

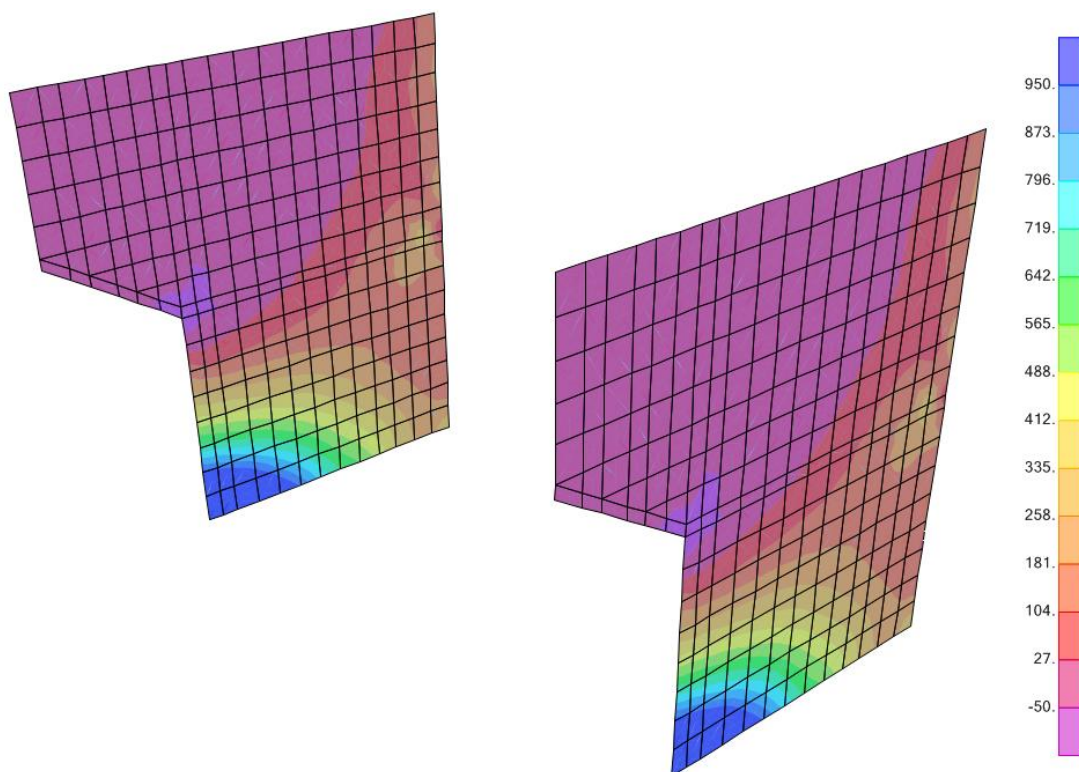


Figura 4-27: $M_{22}+$ Involuppo Max (SLU+SLV). – $[\text{kNm/m}]$

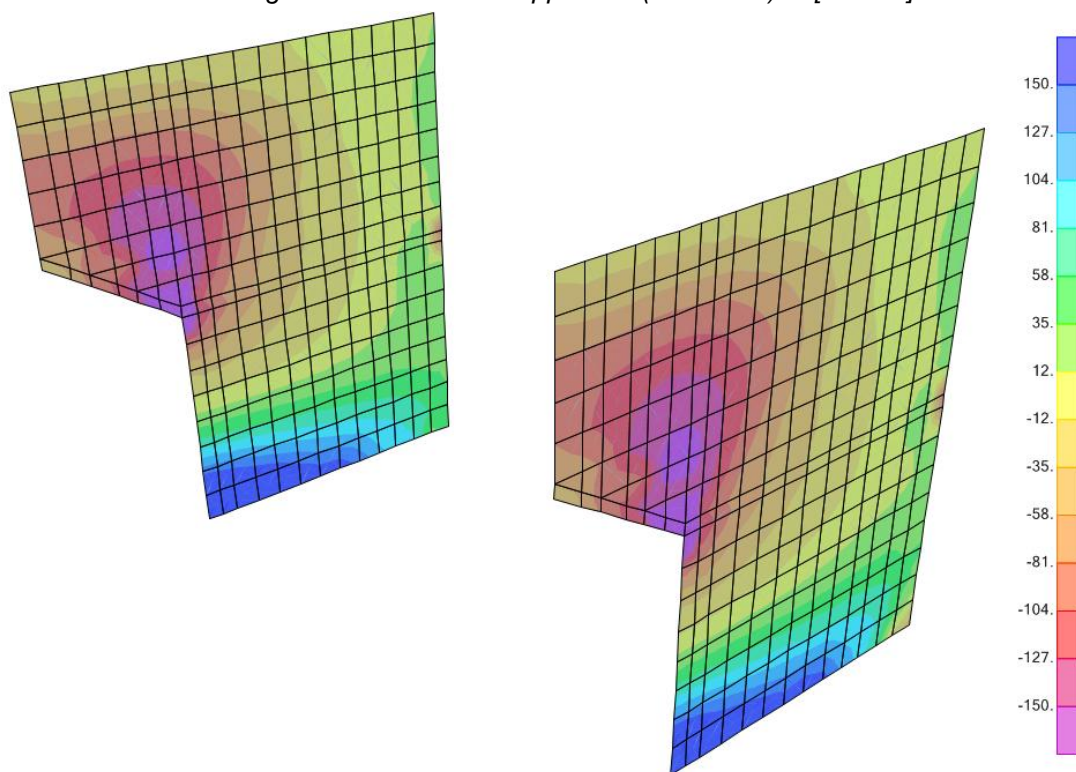


Figura 4-28: $M_{22}-$ Involuppo Min (SLU+SLV). – $[\text{kNm/m}]$

Dalle tabelle di output del software sono stati ricavati i valori per unità di lunghezza delle azioni flettenti e normali nelle pareti citate e relativi all'involuppo delle combinazioni sismiche e statiche.

Si è rappresentato il diagramma di interazione N-M per ogni sezione considerando separatamente le azioni nelle due direzioni, verificando quindi l'armatura orizzontale (F11-M11) e l'armatura verticale (F22-M22).

Di seguito si riportano i grafici relativi a tali elaborazioni.

Paraghiaia P70

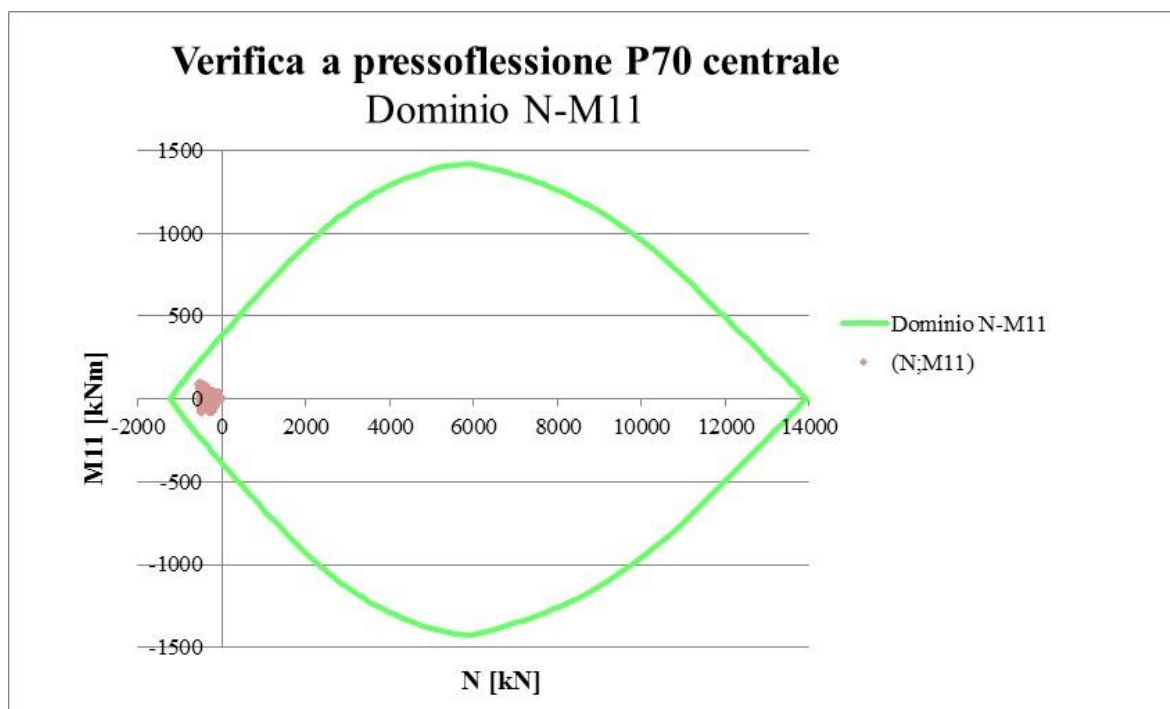


Figura 4-29: Dominio N-M11 per il paraghiaia P70 all'involuppo (SLU+SLV).

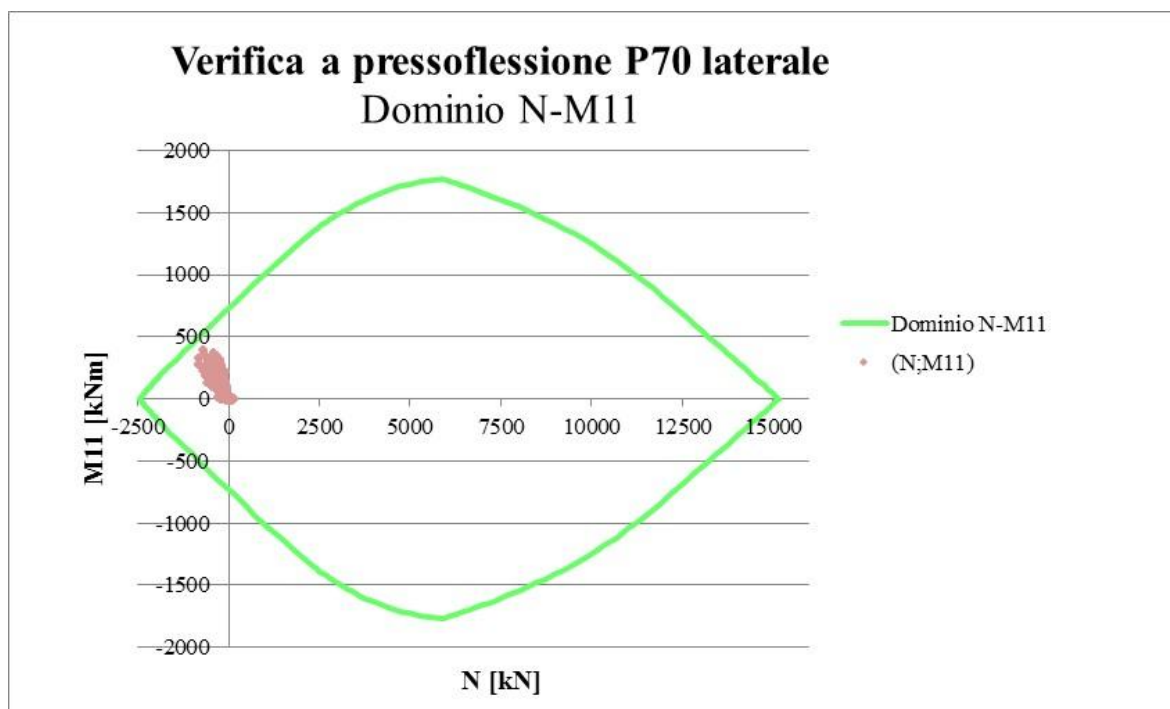


Figura 4-30: Dominio N-M11 per il paraghiaia laterale P70 all'involuppo (SLU+SLV).

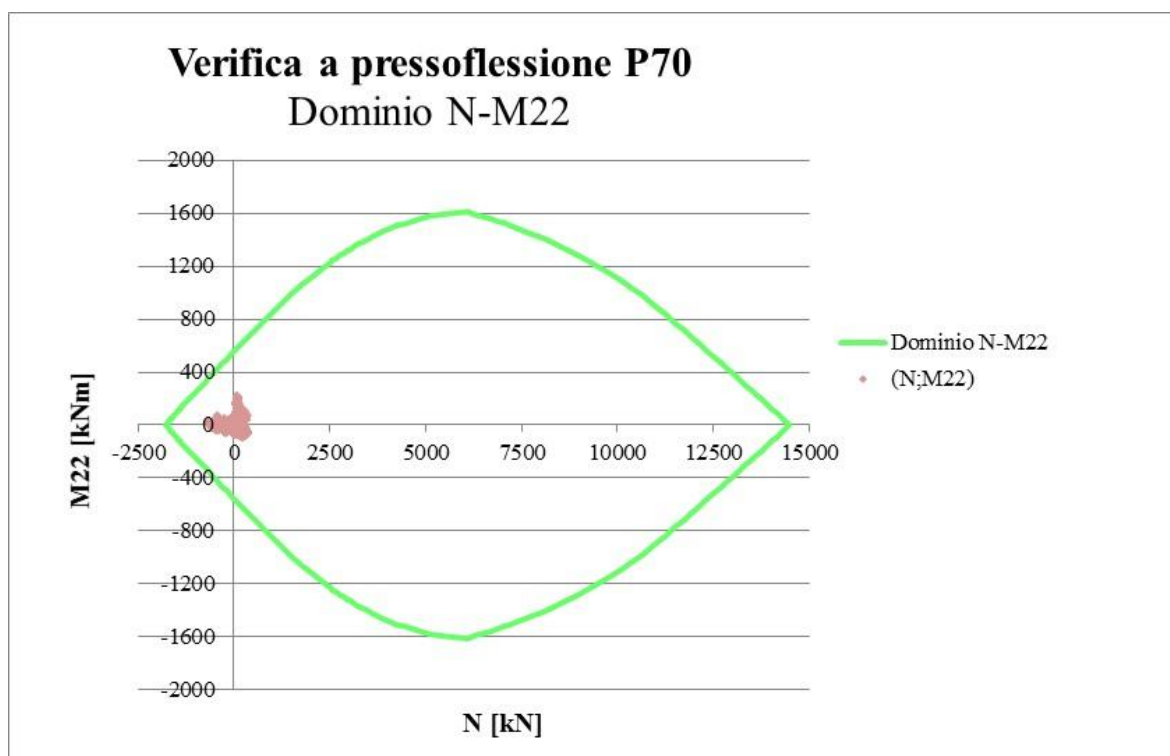


Figura 4-31: Dominio N-M22 per il paraghiaia P70 all'involuppo (SLU+SLV).

Elevazione fusto P300

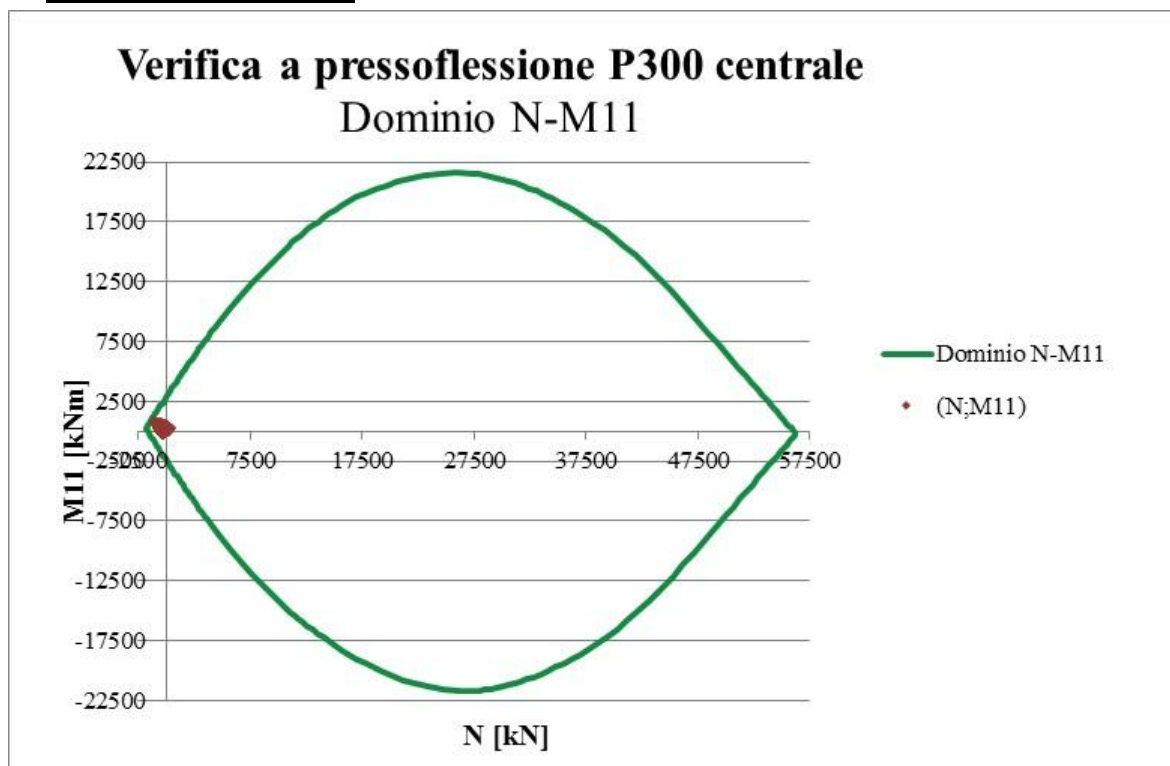


Figura 4-32: Dominio N-M11 per l'elevazione della spalla P300 all'involuppo (SLU+SLV).

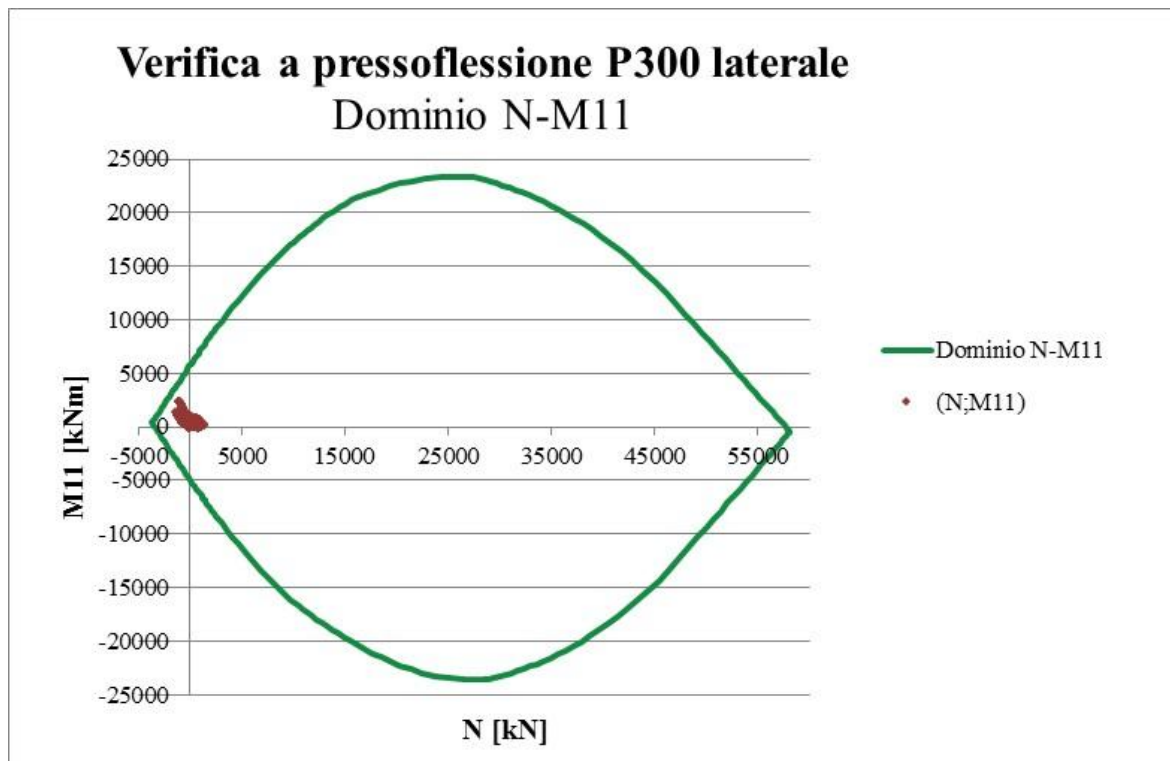


Figura 4-33: Dominio N-M11 per l'elevazione laterale della spalla P300 all'involuppo (SLU+SLV).

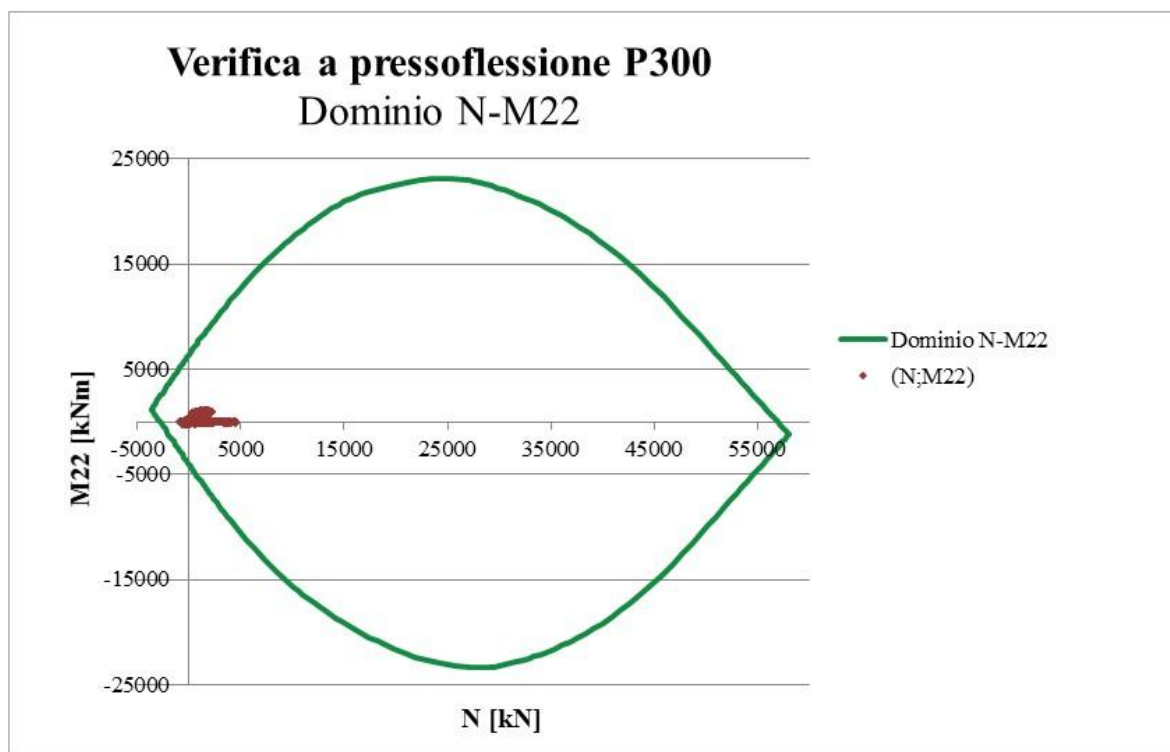


Figura 4-34: Dominio N-M22 per l'elevazione della spalla P300 all'involuppo (SLU+SLV).

Muri di risvolto P80

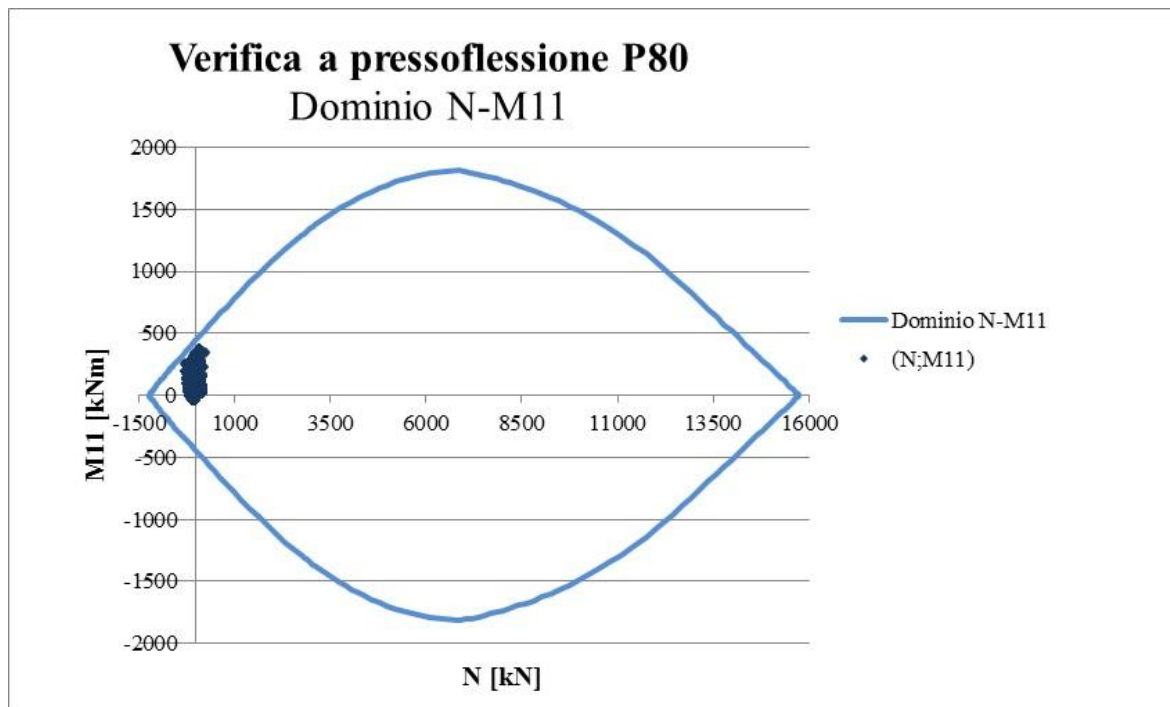


Figura 4-35: Dominio N-M11 per i muri di risvolto P80 all'involuppo (SLU+SLV).

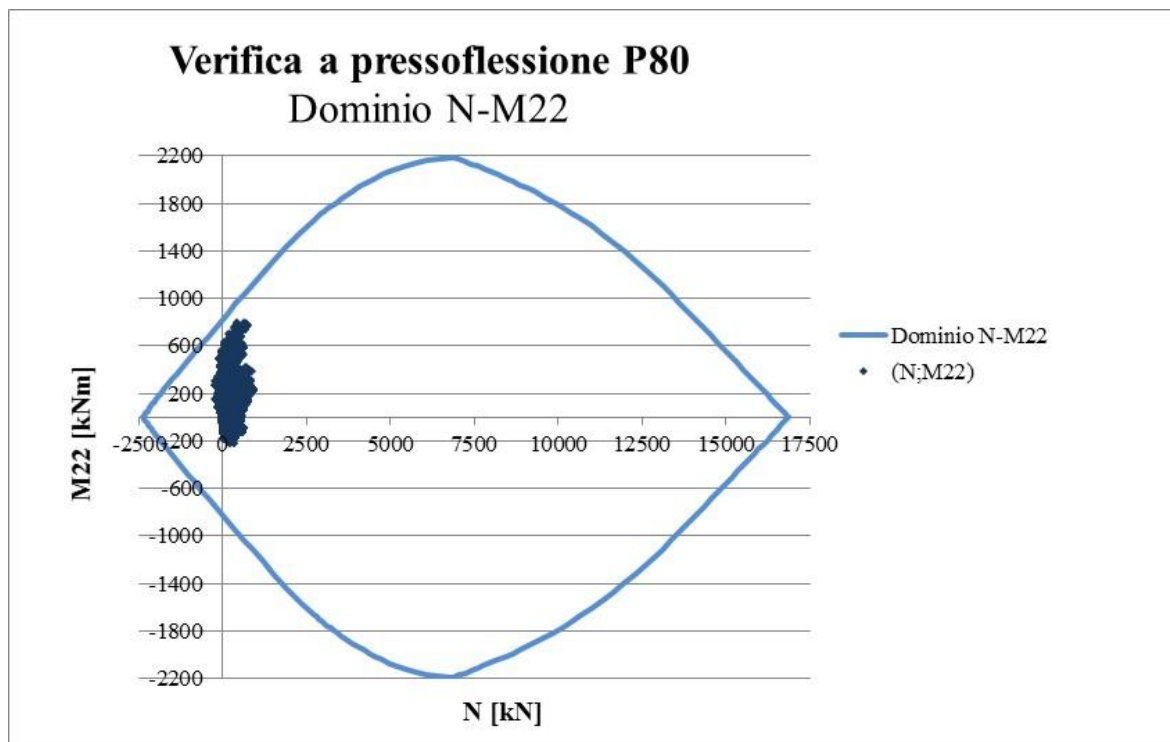


Figura 4-36: Dominio N-M22 per i muri di risvolto P80 all'involuppo (SLU+SLV).

4.1.6.2 Verifica a taglio

Dalla lettura delle mappe di colore relative all'involuppo delle combinazioni sismiche e statiche si determinano i valori massimi per unità di lunghezza dell'azione tagliante Ved normale al lato corto della sezione delle pareti riassunti in Tabella 4-36. Nella stessa tabella vengono riassunti i valori dei tagli resistenti.

Tabella 4-36: Taglio resistente per sezioni prive di armature a taglio.

	V13max [kN]	V13Rd [kN]	As,inf	As,sup
P70	232	249	$\phi 20/20''$	$\phi 20/20''$
P300	348	826	$2 \times \phi 20/20''$	$\phi 20/20''$
P80	256	277	$\phi 20/20''$	$\phi 20/20''$

	V23max [kN]	V23Rd [kN]	As,inf	As,sup
P70	154	266	$\phi 24/20''$	$\phi 24/20''$
P300	348	866	$2 \times \phi 30/20''$	$\phi 24/20''$
P80	608	315*	$\phi 24/15''$	$\phi 24/15''$

(*) si dispongono spilli $\phi 12/30$ $V_{Rd}=966$ kN.

Nelle seguenti tabelle vengono riportati i valori del taglio resistente V_{Rd} calcolato secondo le formule riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC2008 e che rappresenta quel valore del taglio al di sotto del quale non è necessario disporre armature trasversali resistenti a taglio.

Tabella 4-37: Taglio resistente V_{13Rd} paraghiaia P70 (INV SLU+SLV).

Dati	P70: $V_{13} \max = 232 \text{ kN}$		
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	700	mm	Altezza
d	650	mm	Altezza utile
fck	32	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	18.13	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	9.07	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	1571	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.55		Fattore di ingranamento
v _{min}	0.38	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ _l	0.0024		Rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ _{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α _c	1.00		Coefficiente maggiorativo
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	249	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Tabella 4-38: Taglio resistente V_{23Rd} paraghiaia P70 (INV SLU+SLV).

Dati	P70: $V_{23} \max = 154 \text{ kN}$		
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	700	mm	Altezza
d	628	mm	Altezza utile
fck	32	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	18.13	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	9.07	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	2262	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.56		Fattore di ingranamento
v _{min}	0.39	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ _l	0.0036		Rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ _{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α _c	1.00		Coefficiente maggiorativo
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	266	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Tabella 4-39: Taglio resistente V13Rd elevazione fusto P300 (INV SLU+SLV).

Dati	P300: V13 max= 619kN		
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	3000	mm	Altezza
d	2950	mm	Altezza utile
fck	32	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	18.13	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	9.07	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	1571	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.26		Fattore di ingranamento
v _{min}	0.28	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ _l	0.0005		Rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ _{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α _c	1.00		Coefficiente maggiorativo
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	826	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Tabella 4-40: Taglio resistente V23Rd elevazione fusto P300 (INV SLU+SLV).

Dati	P300: V23 max= 591 kN		
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	3000	mm	Altezza
d	2925	mm	Altezza utile
fck	32	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	18.13	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	9.07	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	7068	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.26		Fattore di ingranamento
v _{min}	0.28	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ _l	0.0024		Rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ _{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α _c	1.00		Coefficiente maggiorativo
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	876	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Tabella 4-41: Taglio resistente V13Rd muri di risvolto P80 (INV SLU+SLV).

Dati	P80: V13 max= 256 kN		
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	800	mm	Altezza
d	750	mm	Altezza utile
fck	32	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	18.13	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	9.07	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	1571	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.52		Fattore di ingranamento
v _{min}	0.37	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ _l	0.0021		Rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ _{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α _c	1.00		Coefficiente maggiorativo
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	277	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Tabella 4-42: Taglio resistente V23Rd muri di risvolto P80 (INV SLU+SLV).

Dati	P80: V23 max= 608 kN		
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	800	mm	Altezza
d	728	mm	Altezza utile
fck	32	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	18.13	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	9.07	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	3016	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.52		Fattore di ingranamento
v _{min}	0.37	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ _l	0.0041		Rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ _{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α _c	1.00		Coefficiente maggiorativo
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	315	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Ast (mm ²)	s (mm)	ctgθ _{calc}	ctgθ	rottura	V _{rd3} (kN)	V _{rd2} (kN)	V _{Rd} (kN)
452	300	3.792	2.500	duttile lato acc	965.70	2048.44	965.70

4.1.6.3 Verifica delle tensioni di esercizio

In accordo con il §4.1.2.2.5 del DM2008 si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature.

Per la combinazione caratteristica (RARA) deve risultare:

$$\sigma_{c,max} < \sigma_{c,lim} = 0,6f_{ck} = 19,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} < \sigma_{s,lim} = 0,8f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Per la combinazione quasi permanente (QP) deve risultare:

$$\sigma_{c,max} < \sigma_{c,lim} = 0,45f_{ck} = 14,4 \text{ MPa}$$

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche; a favore di sicurezza si sono trascurati gli sforzi di compressione:

Tabella 4-43: Verifiche tensionali per la combinazione caratteristica nel piano XZ.

	M11max [kNm]	F11max [kN]	As,inf	As,sup	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
P70centr	56	391	$\phi 20/20''$	$\phi 20/20''$	226.7	360	-	19.2
P70lat	293	525	$\phi 20/10''$	$\phi 20/10''$	246.5	360	3.5	19.2
P300centr	468	728	$(1+1)\phi 20/10''$	$\phi 20/10''$	287.4	360	-	19.2
P300lat	1532	923	$(1+1)\phi 20/10''$	$\phi 20/10''$	232.1	360	1.5	19.2
P80	257	222	$\phi 20/20''$	$\phi 20/20''$	311.6	360	3.95	19.2

Tabella 4-44: Verifiche tensionali per la combinazione caratteristica nel piano YZ.

	M22max [kNm]	F22max [kN]	As,inf	As,sup	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
P70	128	497	$\phi 24/20''$	$\phi 24/20''$	204.8	360	0.10	19.2
P300	841	590	$(1+1)\phi 30/20''$	$\phi 24/20''$	121.6	360	0.70	19.2
P80	537	27	$\phi 24/15''$	$\phi 24/15''$	272.2	360	6.41	19.2

Tabella 4-45: Verifiche tensionali per la combinazione QP nel piano XZ.

	M11max [kNm]	F11max [kN]	As,inf	As,sup	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
P70centr	22	156	$\phi 20/20''$	$\phi 20/20''$	0.3	14.4
P70lat	96	176	$\phi 20/10''$	$\phi 20/10''$	1.12	14.4
P300centr	242	298	$(1+1)\phi 20/10''$	$\phi 20/10''$	0.11	14.4
P300lat	700	399	$(1+1)\phi 20/10''$	$\phi 20/10''$	0.71	14.4
P80	104	108	$\phi 20/20''$	$\phi 20/20''$	1.56	14.4

Tabella 4-46: Verifiche tensionali per la combinazione QP nel piano YZ.

	M22max [kNm]	F22max [kN]	As,inf	As,sup	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
P70	46	172	$\phi 24/20''$	$\phi 24/20''$	0.07	14.4
P300	528	199	$(1+1)\phi 30/20''$	$\phi 24/20''$	0.61	14.4
P80	232	0	$\phi 24/15''$	$\phi 24/15''$	2.78	14.4

4.1.6.4 Verifica a fessurazione

In accordo con quanto indicato nel §4.1.2.2.4 del DM2008 si sono effettuate le verifiche allo stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata deve risultare inferiore a:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} = \frac{3,02}{1,2} = 2,52 \text{ MPa}$$

Nel caso in cui tale condizione non sia risultata soddisfatta, si è effettuata la verifica allo stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari a:

$w_1 = 0,2 \text{ mm}$ per la Combinazione quasi permanente (QP);

$w_2 = 0,3 \text{ mm}$ per la Combinazione frequente (FR);

essendo la condizione ambientale XC4, XF2 aggressiva e le armature poco sensibili.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche; a favore di sicurezza si sono trascurati gli sforzi di compressione:

Tabella 4-47: Verifiche a fessurazione per la combinazione QP nel piano XZ.

	M11max [kNm]	F11max [kN]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_1 [mm]
P70centr	22	156	$\phi 20/20''$	$\phi 20/20''$	0.45	2.52	-	0.2
P70lat	96	176	$\phi 20/10''$	$\phi 20/10''$	1.16	2.52	-	0.2
P300centr	242	298	$(1+1)\phi 20/10''$	$\phi 20/10''$	0.25	2.52	-	0.2
P300lat	700	399	$(1+1)\phi 20/10''$	$\phi 20/10''$	0.55	2.52	-	0.2
P80	104	108	$\phi 20/20''$	$\phi 20/20''$	1.00	2.52	-	0.2

Tabella 4-48: Verifiche a fessurazione per la combinazione QP nel piano YZ.

	M22max [kNm]	F22max [kN]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_1 [mm]
P70	36	172	$\phi 24/20''$	$\phi 24/20''$	0.68	2.52	-	0.2
P300	528	199	$(1+1)\phi 30/20''$	$\phi 24/20''$	0.38	2.52	-	0.2
P80	232	0	$\phi 24/15''$	$\phi 24/15''$	1.77	2.52	-	0.2

Tabella 4-49: Verifiche a fessurazione per la combinazione FR nel piano XZ.

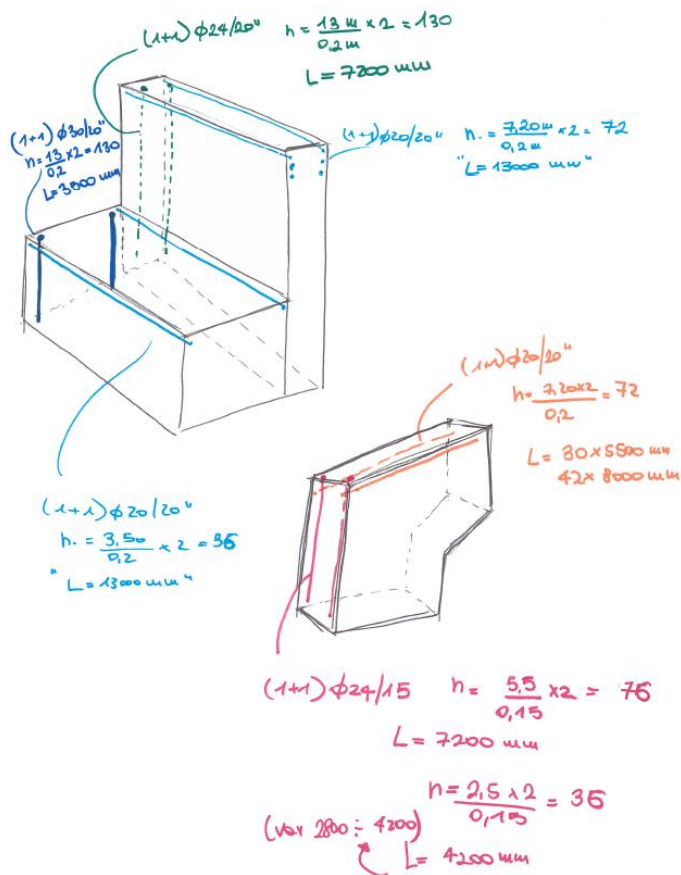
	M11max [kNm]	F11 max [kN]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w _d [mm]	w ₂ [mm]
P70centr	46	324	φ20/20"	φ20/20"	0.93	2.52	-	0.3
P70lat	244	439	φ20/10"	φ20/10"	2.93	2.52	0.23	0.3
P300centr	408	617	(1+1)φ20/10"	φ20/10"	0.46	2.52	-	0.3
P300lat	1322	789	(1+1)φ20/10"	φ20/10"	1.06	2.52	-	0.3
P80	218	186	φ20/20"	φ20/20"	2.04	2.52	-	0.3

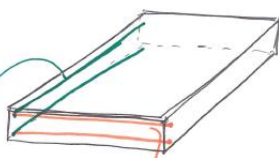
Tabella 4-50: Verifiche a fessurazione per la combinazione FR nel piano YZ.

	M22max [kNm]	F22max [kN]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w _d [mm]	w ₂ [mm]
P70	105	478	φ24/20"	φ24/20"	1.59	2.52	-	0.3
P300	759	478	(1+1)φ30/20"	φ24/20"	0.62	2.52	-	0.3
P80	460	0	φ24/15"	φ24/15"	3.50	2.52	0.28	0.3

4.1.7 Calcolo delle incidenze

Le incidenze sono state calcolate secondo lo schema riportato nel seguito





Fond. 80 kg/mc
 Elev. 110 kg/mc

(1+1) $\phi 30/20$
 $h = \frac{9,50 \times 2}{0,2} = 96$
 $L = 16000 \text{ mm}$

(1+1) $\phi 30/20$
 $h = \frac{15,0 \times 2}{0,2} = 150$
 $L = 9500 \text{ mm}$

INCIDENZE

FOND. $\frac{2,81 \text{ m}^3}{304 \text{ m}^3} \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 73 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Fond. $96 \times 707 \text{ mm}^2 \times 16000 \text{ mm} = 1,086 \text{ m}^3 \rightarrow 2,161 \times 1,3 = 2,81 \text{ m}^3$
 304 m³ $160 \times 707 \text{ mm}^2 \times 9500 \text{ mm} = 1,075 \text{ m}^3$

Paraghiaia $130 \times 452 \text{ mm}^2 \times 7200 \text{ mm} = 0,764 \text{ m}^3 \rightarrow 1,058 \times 1,3 = 1,38 \text{ m}^3$
 66 m³ $72 \times 314 \text{ mm}^2 \times 13000 \text{ mm} = 0,294 \text{ m}^3$

Fusto $36 \times 314 \text{ mm}^2 \times 13000 \text{ mm} = 0,147 \text{ m}^3 \rightarrow 0,469 \times 1,3 = 0,61 \text{ m}^3$
 105 m³ $130 \times 707 \text{ mm}^2 \times 3500 \text{ mm} = 0,322 \text{ m}^3$

Muri $76 \times 452 \text{ mm}^2 \times 7200 \text{ mm} = 0,247 \text{ m}^3$
 39 m³ $36 \times 452 \text{ mm}^2 \times 4200 \text{ mm} = 0,068 \text{ m}^3 \rightarrow 0,473 \times 1,3 = 0,62 \text{ m}^3$
 78 m³ $42 \times 314 \text{ mm}^2 \times 8000 \text{ mm} = 0,106 \text{ m}^3$
 30 $30 \times 314 \text{ mm}^2 \times 5500 \text{ mm} = 0,052 \text{ m}^3$

Elev. $3,23 \text{ m}^3 \times 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{1}{249 \text{ m}^3} = 102 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Tabella 4-51: Incidenze

	Volume cls [mc]	AS _{principale}	AS _{secondaria}	Armatura* [mc]	incidenza [kg/mc]
paraghiaia	66	$\phi 24/20$ "; $\phi 24/20$ "	$\phi 20/20$ "; $\phi 20/20$ "	1.38	164
fusto	105	$2\phi 30/20$ "; $\phi 24/20$ "	$\phi 20/20$ "; $\phi 20/20$ "	0.61	46
muri di risvolto	78	$\phi 24/15$ "; $\phi 24/15$ "	$\phi 20/20$ "; $\phi 20/20$ "	0.62	125
plinto	304	$\phi 30/20$ "; $\phi 30/20$ "	$\phi 30/20$ "; $\phi 30/20$ "	2.81	73

*il calcolo tiene conto delle sovrapposizioni

4.2 Spalla "B"

4.2.1 Descrizione dell'opera e del modello di calcolo

Per la geometria dettagliata degli elementi costituenti la spalla si rimanda ai relativi elaborati grafici di dettaglio. Nella seguente figura si riporta un'immagine del modello di calcolo sviluppato.

Si illustra nel seguito l'analisi svolta relativamente alla spalla "B"; i criteri di modellazione ed analisi sono analoghi a quanto precedentemente illustrato per la spalla "A".

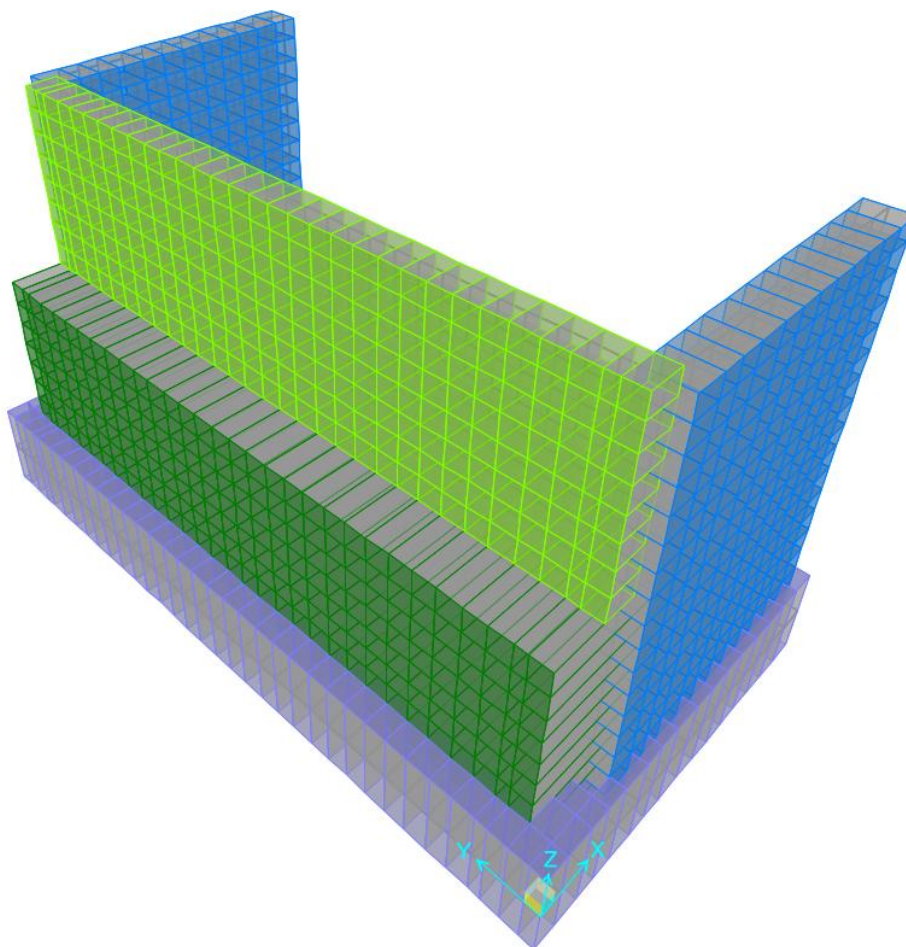



Figura 4-37: Modello FEM spalla "B".

La ciabatta di fondazione è vincolata attraverso molle verticali di rigidezza pari a 12000 kN/m²/m e da molle longitudinali e trasversali pari 100000 kN/m²/m.

 <small>gruppo Atlantia</small>	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: right;">RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI PILE</p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

4.2.2 **Analisi dei carichi**

4.2.2.1 *Azioni di natura statica*

Le azioni agenti sulla spalla "B" sono state determinate analogamente a quanto illustrato per la spalla "A"; si riassumono per chiarezza i carichi elementari considerati:

- peso dell'impalcato;
- peso proprio della sottostruttura;
- carichi permanenti portati;
- spinta orizzontale del terreno;
- carichi mobili;

4.2.2.2 *Azione Sismica*

L'effetto dell'azione sismica sulla spalla "B", dovuto all'azione inerziale agente sulle masse della sottostruttura e alla spinta del terreno in condizioni sismiche è stato valutato analogamente a quanto illustrato in precedenza per la spalla "A".

4.2.3 **Gruppi e combinazioni di carico**

Le azioni descritte in precedenza sono state combinate analogamente a quanto fatto per la spalla "A".

4.2.4 Verifica del plinto di fondazione

4.2.4.1 Verifica a flessione

Le sollecitazioni flessionali massime lette con riferimento all'involuppo delle combinazioni statiche e sismiche vengono riassunte nella tabella seguente e confrontate con i relativi momenti resistenti ultimi:

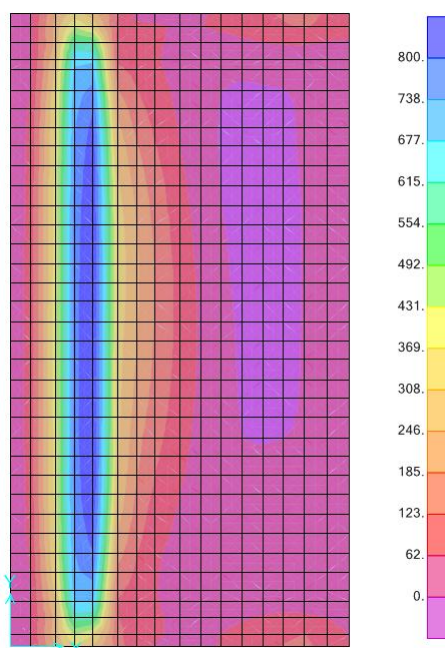


Figura 4-38: M11+ Involuppo Max (SLU+SLV). – [kNm/m]

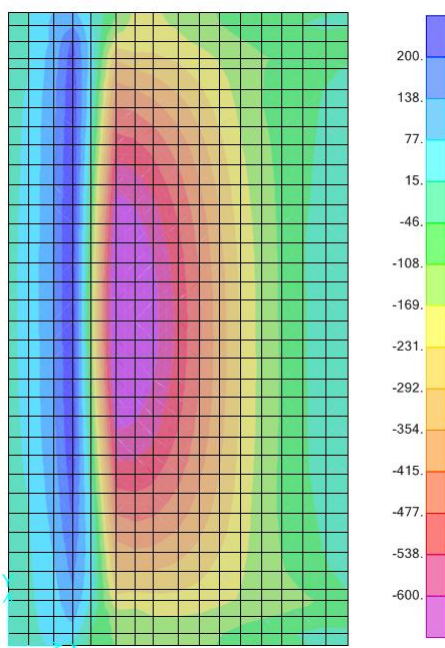


Figura 4-39: M11- Involuppo Min (SLU+SLV). – [kNm/m]

Tabella 4-52: Azioni di progetto e azioni resistenti nel piano XZ.

	M11+ [kNm]	M11- [kNm]	M11Rd+ [kNm]	M11Rd- [kNm]	As,inf	As,sup
H=2.0 m	1256	-726	2636	-2636	φ30/20"	φ30/20"

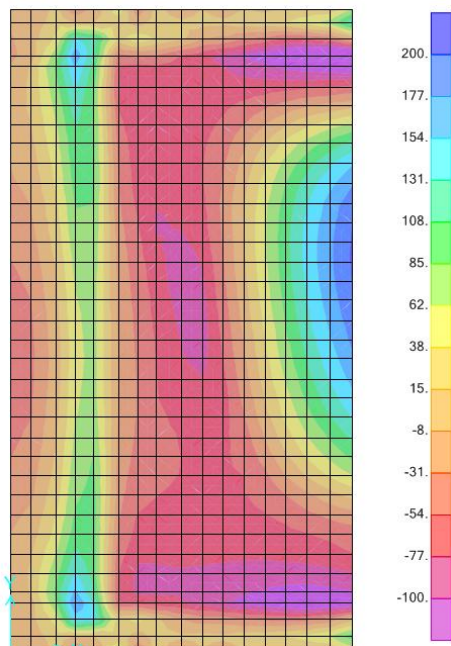


Figura 4-40: M22+ Involuppo Max (SLU+SLV). - [kNm/m]

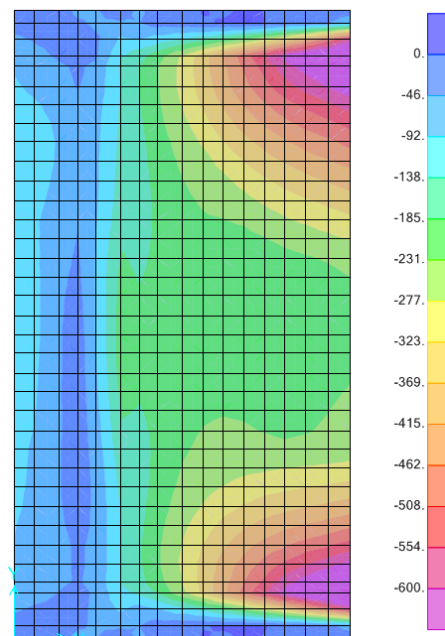


Figura 4-41: M22- Involuppo Min (SLU+SLV). - [kNm/m]


 gruppo Atlantia	VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI PILE
------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Tabella 4-53: Azioni di progetto e azioni resistenti nel piano YZ.

	M22+ [kNm]	M22- [kNm]	M22Rd+ [kNm]	M22Rd- [kNm]	As,inf	As,sup
H=2.0 m	244	-962	2585	-2585	φ30/20"	φ30/20"

4.2.4.2 Verifica a taglio

Le sollecitazioni taglianti massime lette con riferimento all'involuppo delle combinazioni statiche e sismiche risultano inferiori ai valori del taglio resistente V_{Rd} calcolato secondo le formule riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC2008.

Tabella 4-54: Taglio resistente per sezioni prive di armature a taglio.

	V13Rd [kN]	As,inf	As,sup
H=2.0 m	547	φ30/20"	φ30/20"

	V23Rd [kN]	As,inf	As,sup
H=2.0 m	540	φ30/20"	φ30/20"

Tabella 4-55: Taglio resistente V_{13Rd} per sezioni prive di armature a taglio.

Dati			
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	2000	mm	Altezza
d	1945	mm	Altezza utile
fck	28	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	15.87	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	7.93	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	3534	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.32		Fattore di ingranamento
v _{min}	0.28	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ _l	0.0018		Rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ _{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α _c	1.00		Coefficiente maggiorativo
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	547	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura


	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI PILE</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Tabella 4-56: Taglio resistente V23Rd per sezioni prive di armature a taglio.

Dati			
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	2000	mm	Altezza
d	1915	mm	Altezza utile
fck	28	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	15.87	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	7.93	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	3534	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.32		Fattore di ingranamento
v _{min}	0.28	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ _l	0.0018		Rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ _{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α _c	1.00		Coefficiente maggiorativo
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	540	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Nelle figure seguenti vengono mostrate le mappe del taglio V13 e del taglio V23 visualizzando soltanto le zone dove essi superano i valori resistenti riportati in Tabella 4-24, si osserva che le zone in cui occorrerebbe armare a taglio coincidono con l'impronta dell'elevazione della spalla. Si conclude pertanto che non occorre disporre idonea armatura a taglio nel plinto di fondazione.

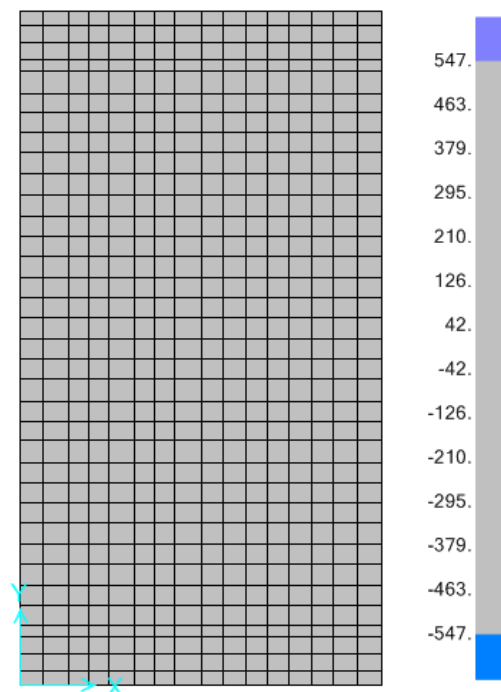


Figura 4-42: Mappa del taglio V13 (INV SLU+SLV Max). – [kN/m]

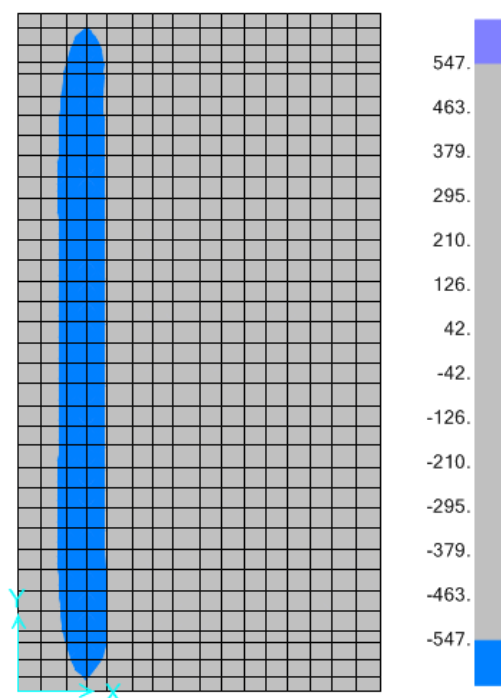


Figura 4-43: Mappa del taglio V13 (INV SLU+SLV Min). – [kN/m]

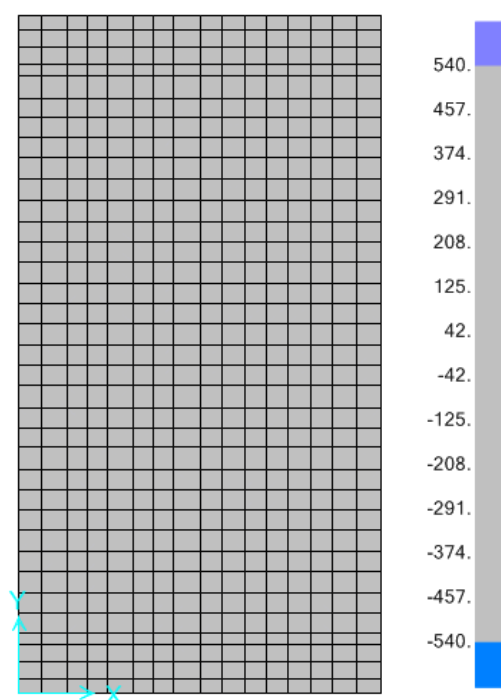


Figura 4-44: Mappa del taglio V23 (INV SLU+SLV Max). – [kN/m]

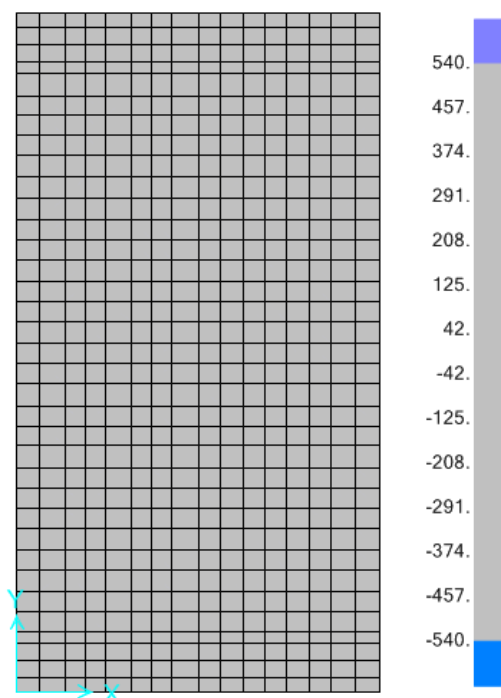


Figura 4-45: Mappa del taglio V23 (INV SLU+SLV Min). – [kN/m]

4.2.4.3 Verifica delle tensioni di esercizio

In accordo con il §4.1.2.2.5 del DM2008 si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature.

Per la combinazione caratteristica (RARA) deve risultare:

$$\sigma_{c,max} < \sigma_{c,lim} = 0,6f_{ck} = 16,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} < \sigma_{s,lim} = 0,8f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Per la combinazione quasi permanente (QP) deve risultare:

$$\sigma_{c,max} < \sigma_{c,lim} = 0,45f_{ck} = 12,6 \text{ MPa}$$

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche:

Tabella 4-57: Verifiche tensionali per la combinazione caratteristica nel piano XZ.

	M11+ [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
H=2.0 m	755	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	116.4	360	1.80	16.8

	M11- [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
H=2.0 m	-222	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	34.2	360	0.53	16.8

Tabella 4-58: Verifiche tensionali per la combinazione caratteristica nel piano YZ.

	M22+ [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
H=2.0 m	143	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	22.5	360	0.36	16.8

	M22- [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
H=2.0 m	-676	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	106.3	360	1.68	16.8

Tabella 4-59: Verifiche tensionali per la combinazione QP nel piano XZ.

	M11+ [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
H=2.0 m	553	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	1.32	12.6

	M11- [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
H=2.0 m	-72	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	0.17	12.6

Tabella 4-60: Verifiche tensionali per la combinazione QP nel piano YZ.

	M22+ [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
H=2.0 m	82	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	0.20	12.6

	M22- [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
H=2.0 m	-308	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	0.76	12.6

4.2.4.4 Verifica a fessurazione

In accordo con quanto indicato nel §4.1.2.2.4 del DM2008 si sono effettuate le verifiche allo stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata deve risultare inferiore a:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} = \frac{2,77}{1,2} = 2,31 \text{ MPa}$$

Nel caso in cui tale condizione non sia risultata soddisfatta, si è effettuata la verifica allo stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari a:

$w_2 = 0,3 \text{ mm}$ per la Combinazione quasi permanente (QP);

$w_3 = 0,4 \text{ mm}$ per la Combinazione frequente (FR);

essendo la condizione ambientale XC2 ordinaria e le armature poco sensibili.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche.

Tabella 4-61: Verifiche a fessurazione per la combinazione QP nel piano XZ.

	M11+ [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_2 [mm]
H=2.0 m	553	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	0.73	2.31	-	0.3

	M11- [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_2 [mm]
H=2.0 m	-72	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	0.10	2.31	-	0.3

Tabella 4-62: Verifiche a fessurazione per la combinazione QP nel piano YZ.

	M22+ [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_2 [mm]
H=2.0 m	82	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	0.11	2.31	-	0.3

	M22- [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_2 [mm]
H=2.0 m	-308	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	0.41	2.31	-	0.3

Tabella 4-63: Verifiche a fessurazione per la combinazione FR nel piano XZ.

	M11+ [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_3 [mm]
H=2.0 m	762	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	1.00	2.31	-	0.4

	M11- [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_3 [mm]
H=2.0 m	-222	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	0.29	2.31	-	0.4

Tabella 4-64: Verifiche a fessurazione per la combinazione FR nel piano YZ.

	M22+ [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_3 [mm]
H=2.0 m	146	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	0.19	2.31	-	0.4

	M22- [kNm]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_3 [mm]
H=2.0 m	-678	$\phi 30/20''$	$\phi 30/20''$	0.90	2.31	-	0.4

4.2.5 Verifica delle pareti

Ai fini delle verifiche le pareti verranno di seguito identificate con la lettera P seguita dallo spessore espresso in centimetri secondo lo schema riportato nella seguente figura.

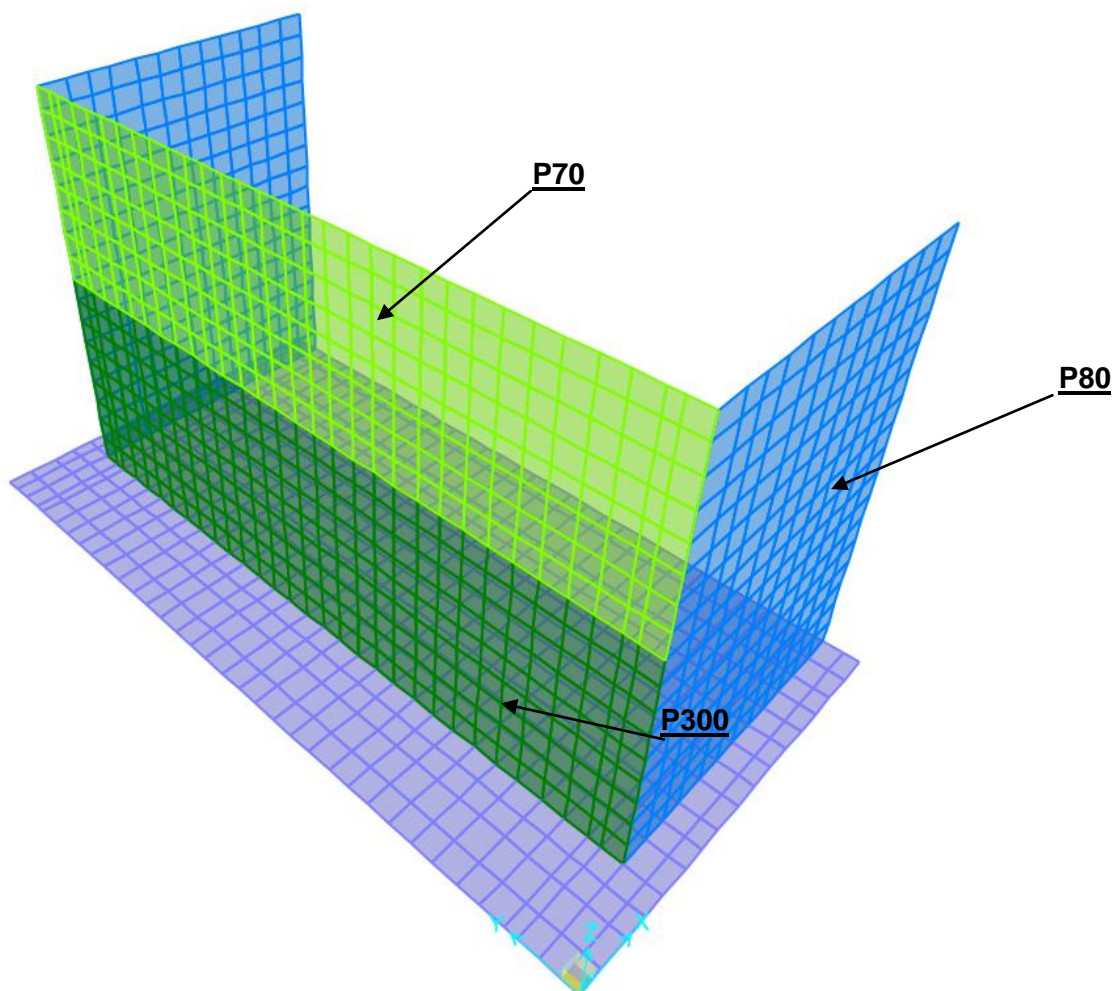


Figura 4-46: Identificazione pareti verticali.

Le armature verticali di ripresa allo spiccatto di fondazione, sono di seguito riassunte:

- P70
 - 1 ϕ 24/20" posti in corrispondenza di ciascuna delle due facce della parete;
- P80
 - 1 ϕ 24/15" posti in corrispondenza di ciascuna delle due facce della parete;
- P300
 - 1 ϕ 24/20" posti in corrispondenza della faccia controterra della parete;
 - 1 ϕ 24/20" posti internamente ad una distanza pari a 74 cm dalla faccia della parete controterra;
 - 1 ϕ 30/20" posti internamente ad una distanza pari a 185 cm dalla faccia della parete controterra;
 - 1 ϕ 30/20" posti in corrispondenza della faccia esterna della parete (lato impalcato);

Le armature orizzontali sono costituite da barre $\phi 20/20$ ".

4.2.5.1 Verifica a pressoflessione

Si riportano nelle immagini seguenti le mappe di colore relative alle azioni flettenti (M11+, M11-, M22+, M22-) nel paraghiaia e nell'elevazione del fusto (pareti lungo y) valutate considerando l'involuppo delle combinazioni sismiche e statiche (SLU+SLV).

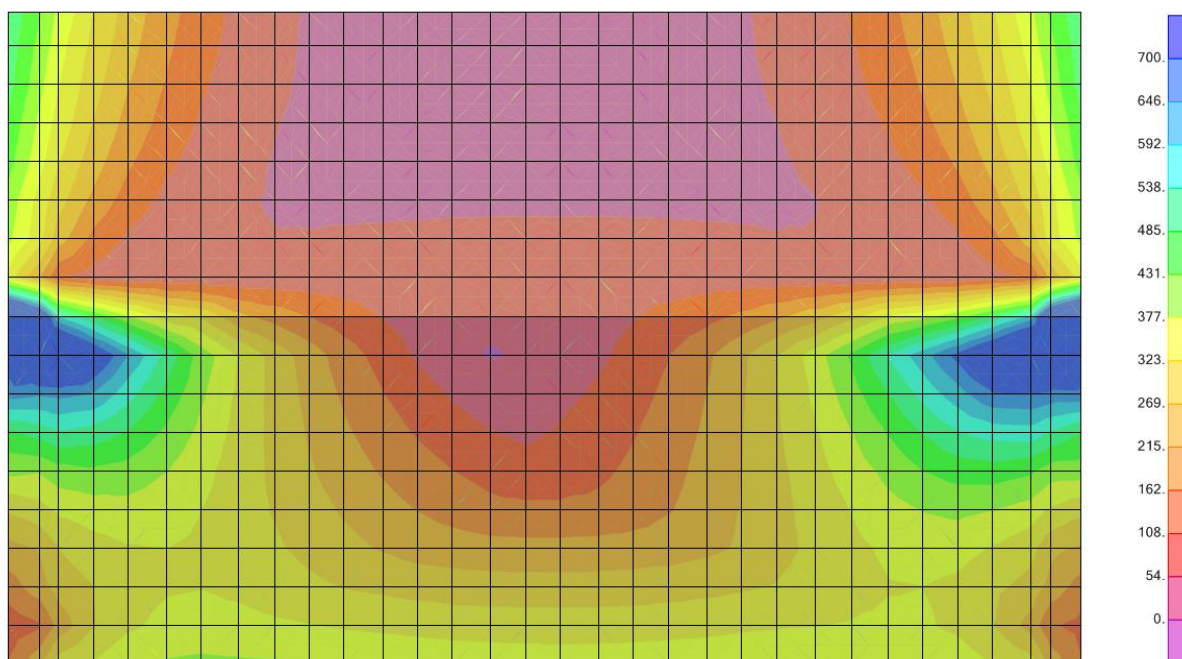


Figura 4-47: M11+ Involuppo Max (SLU+SLV). – [kNm/m]

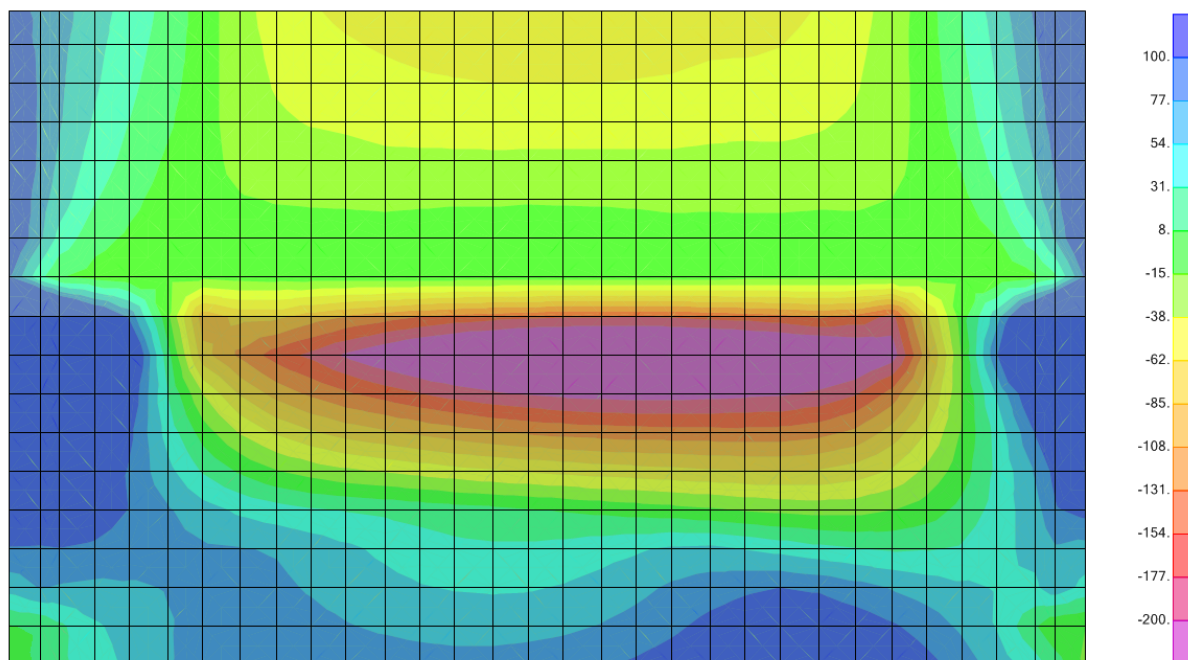


Figura 4-48: M11- Involuppo Min (SLU+SLV). – [kNm/m]

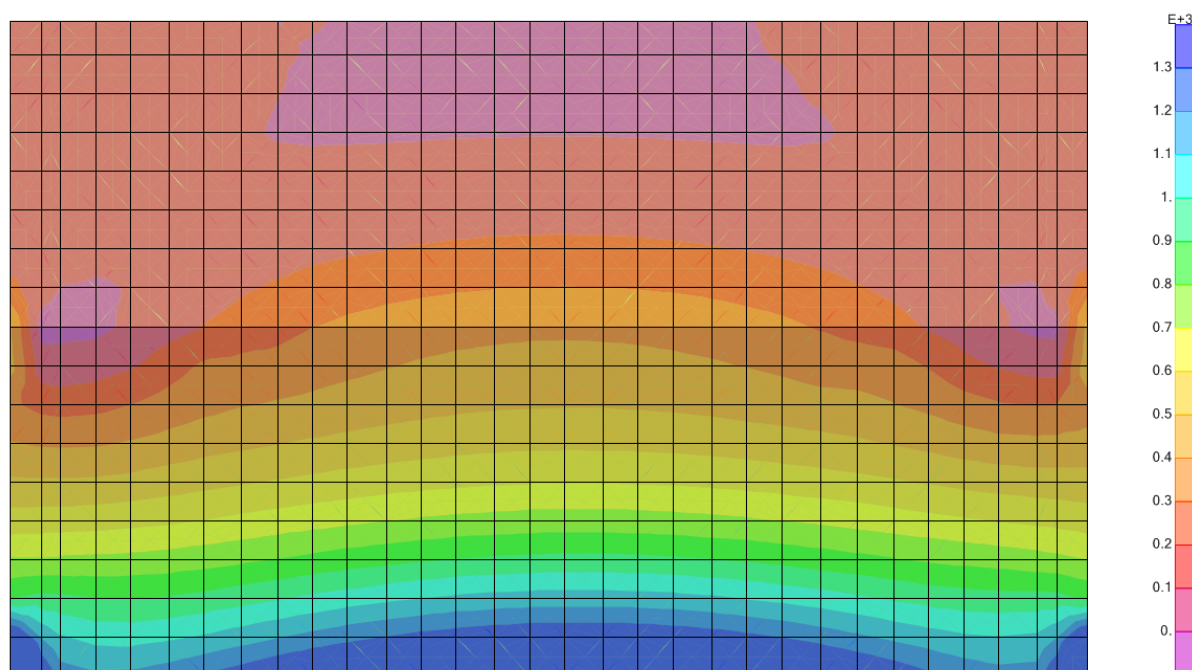


Figura 4-49: M22+ Involuppo Max (SLU+SLV). – $[10^3 \text{ kNm/m}]$

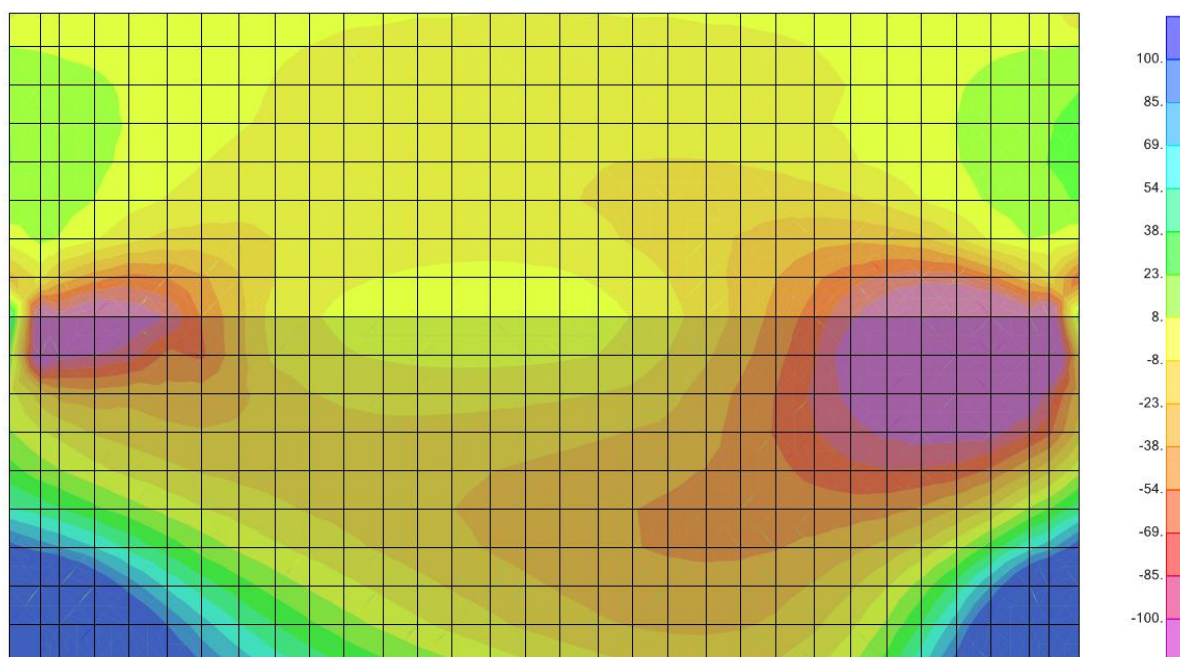


Figura 4-50: M22- Involuppo Min (SLU+SLV). – $[kNm/m]$

Si riportano nelle immagini seguenti le mappe di colore relative alle azioni flettenti (M11+, M11-, M22+, M22-) nei muri di risvolto (pareti lungo x) valutate considerando l'involuppo delle combinazioni sismiche e statiche (SLU+SLV).

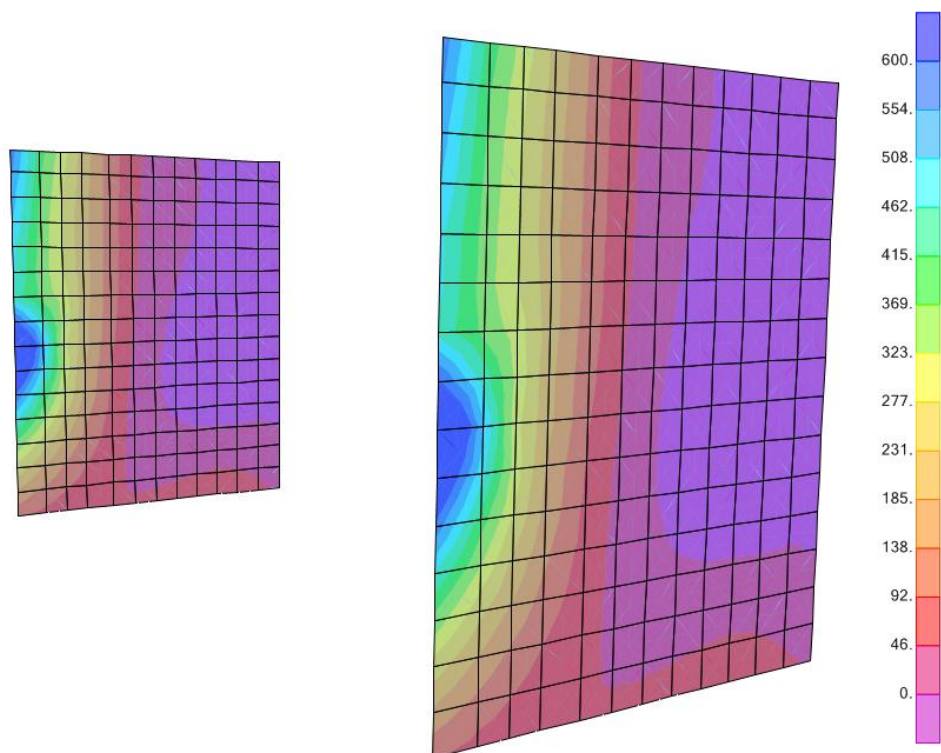


Figura 4-51: M11+ Involuppo Max (SLU+SLV). – [kNm/m]

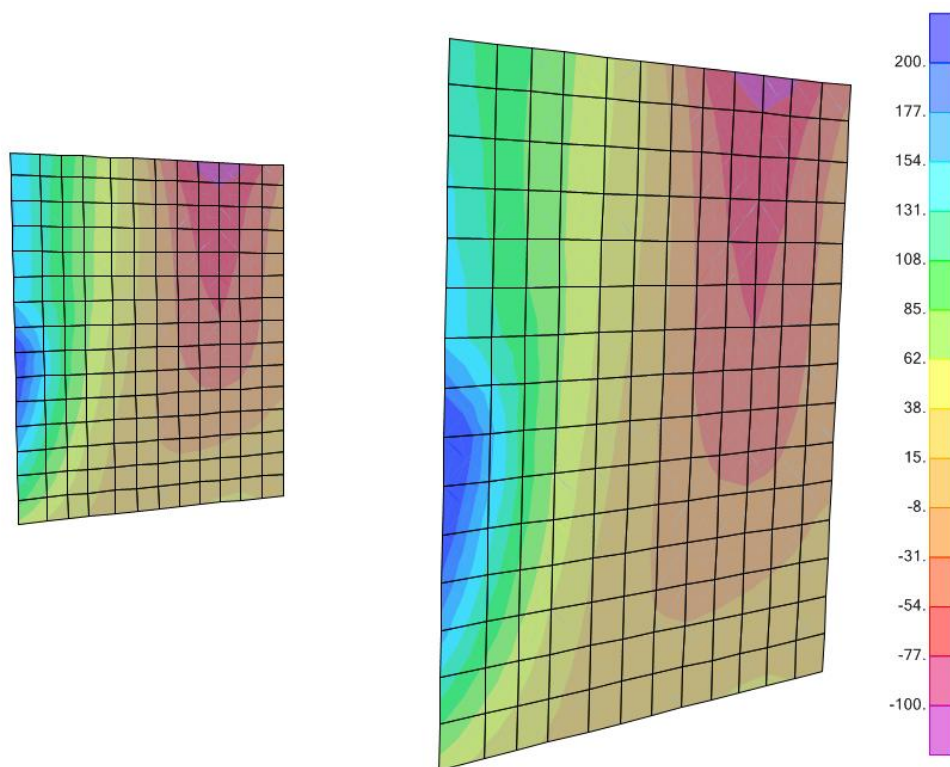


Figura 4-52: M11- Involuppo Min (SLU+SLV). – [kNm/m]

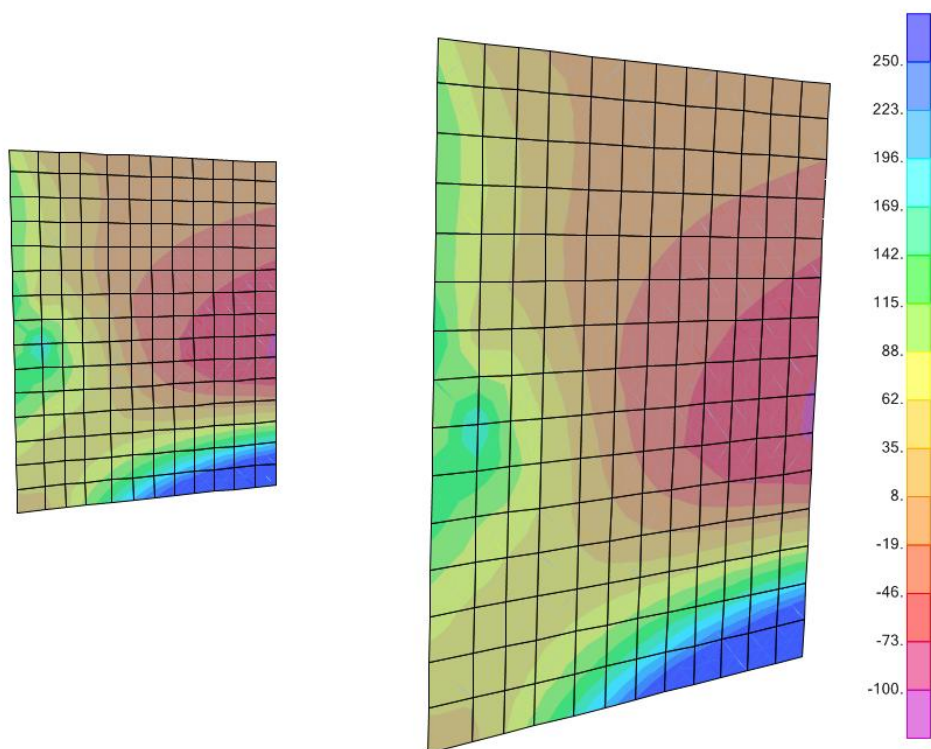


Figura 4-53: M22+ Involuppo Max (SLU+SLV). - [kNm/m]

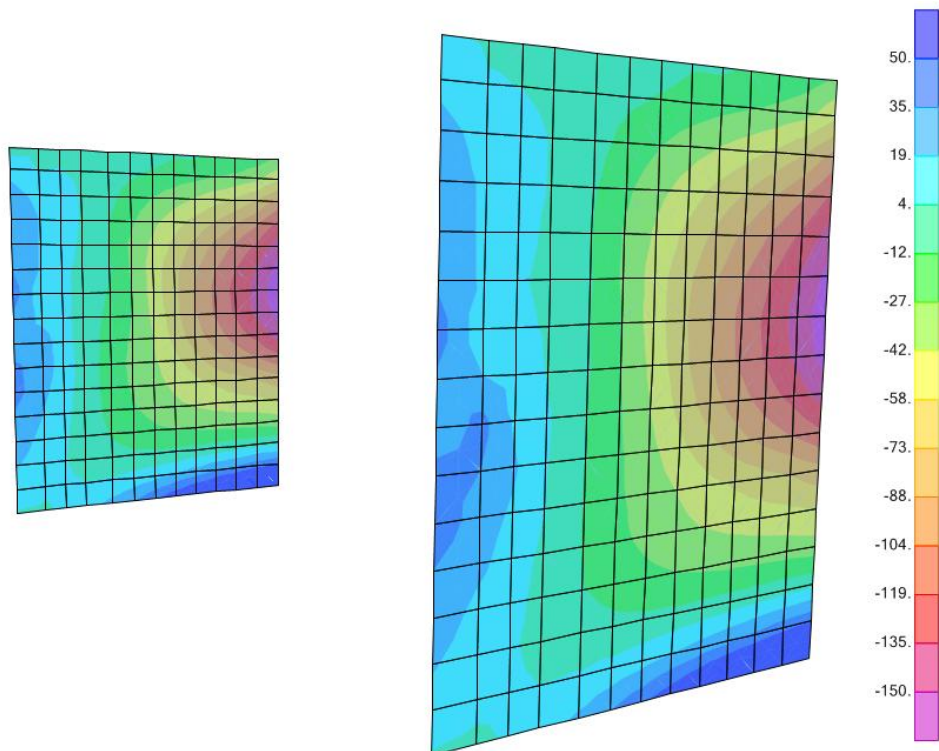



Figura 4-54: M22- Involuppo Min (SLU+SLV). - [kNm/m]

 <small>gruppo Atlantia</small>	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA</p> <p style="text-align: center;">NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</p> <p style="text-align: center;">Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro</p> <p style="text-align: right;">Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI PILE</p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Dalle tabelle di output del software sono stati ricavati i valori per unità di lunghezza delle azioni flettenti e normali nelle pareti citate e relativi all'involuppo delle combinazioni sismiche e statiche.

Si è rappresentato il diagramma di interazione N-M per ogni sezione considerando separatamente le azioni nelle due direzioni, verificando quindi l'armatura orizzontale (F11-M11) e l'armatura verticale (F22-M22).

Di seguito si riportano i grafici relativi a tali elaborazioni.

Paraghiaia P70

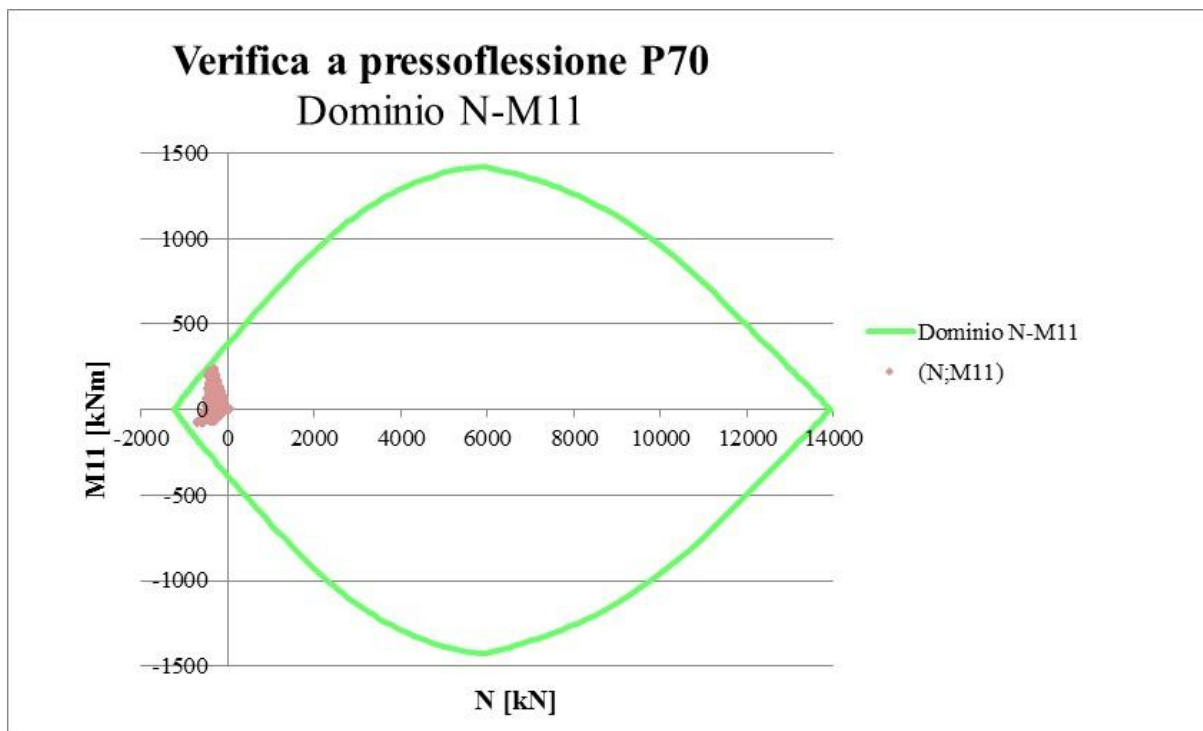


Figura 4-55: Dominio N-M11 per il paraghiaia P70 all'involuppo (SLU+SLV).

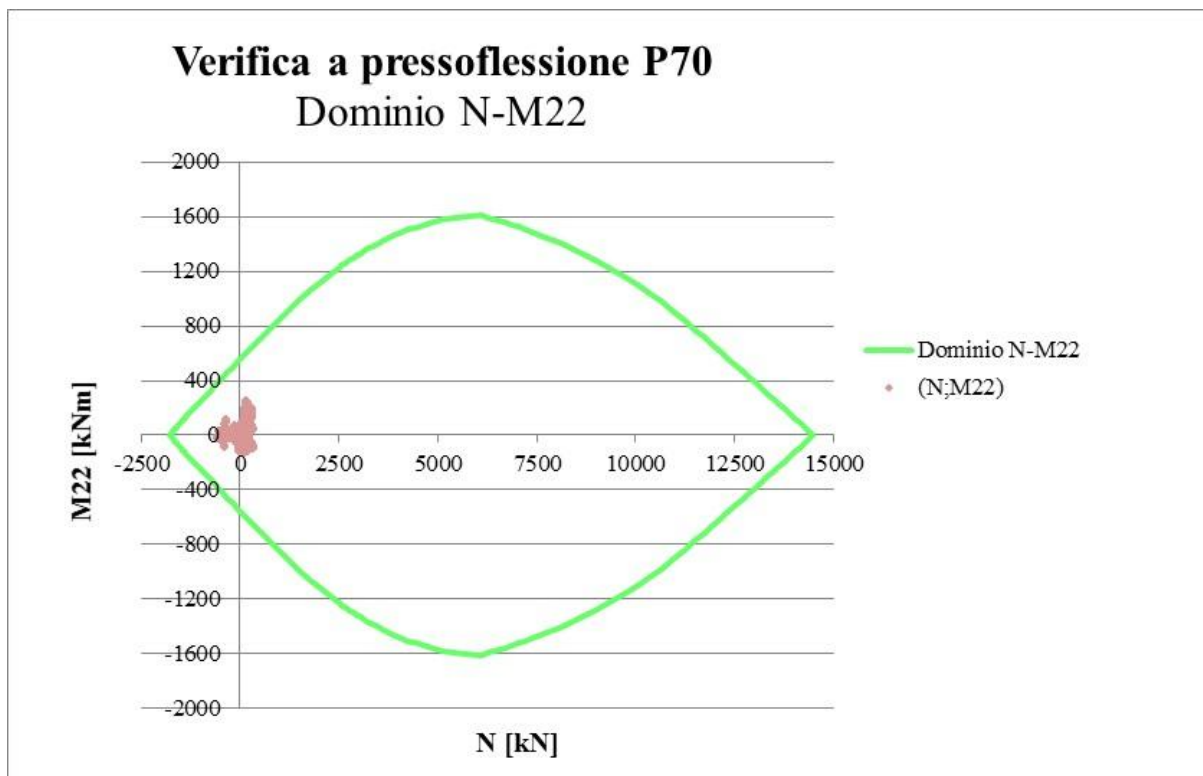


Figura 4-56: Dominio N-M22 per il paraghiaia P70 all'involuppo (SLU+SLV).

Elevazione fusto P300

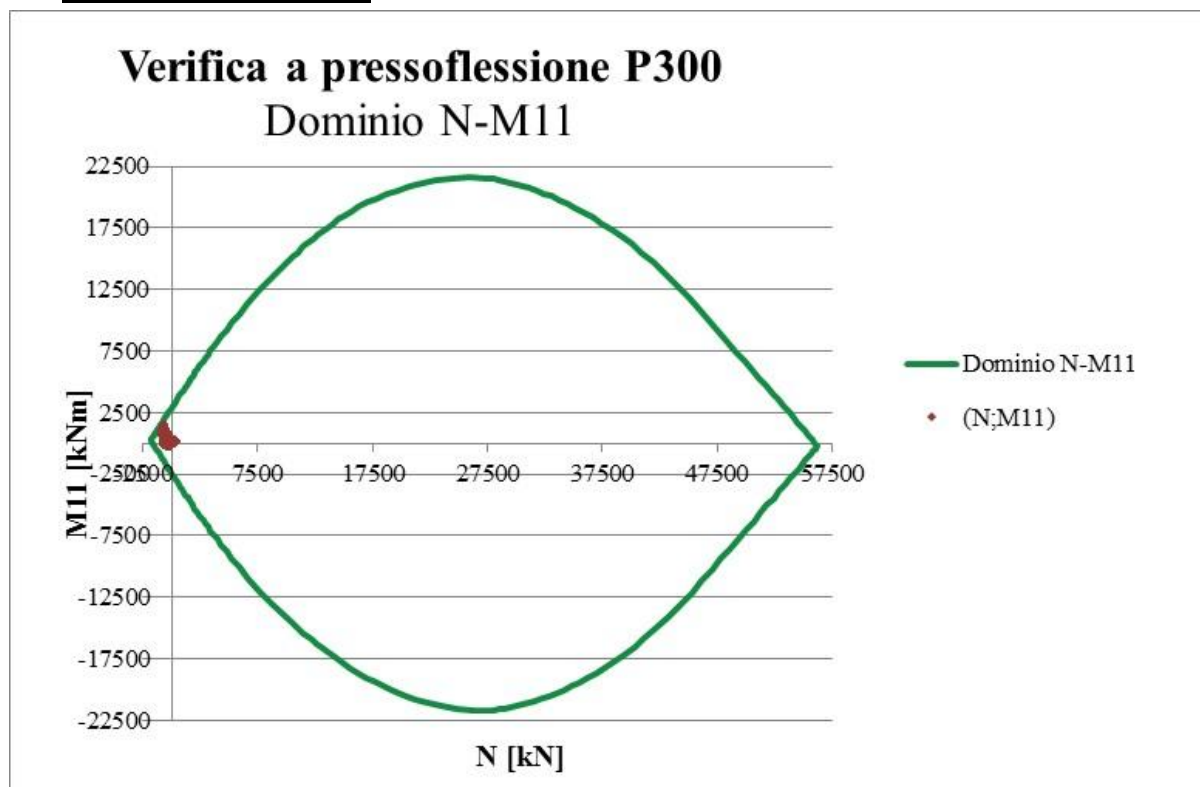


Figura 4-57: Dominio N-M11 per l'elevazione della spalla P300 all'involuppo (SLU+SLV).

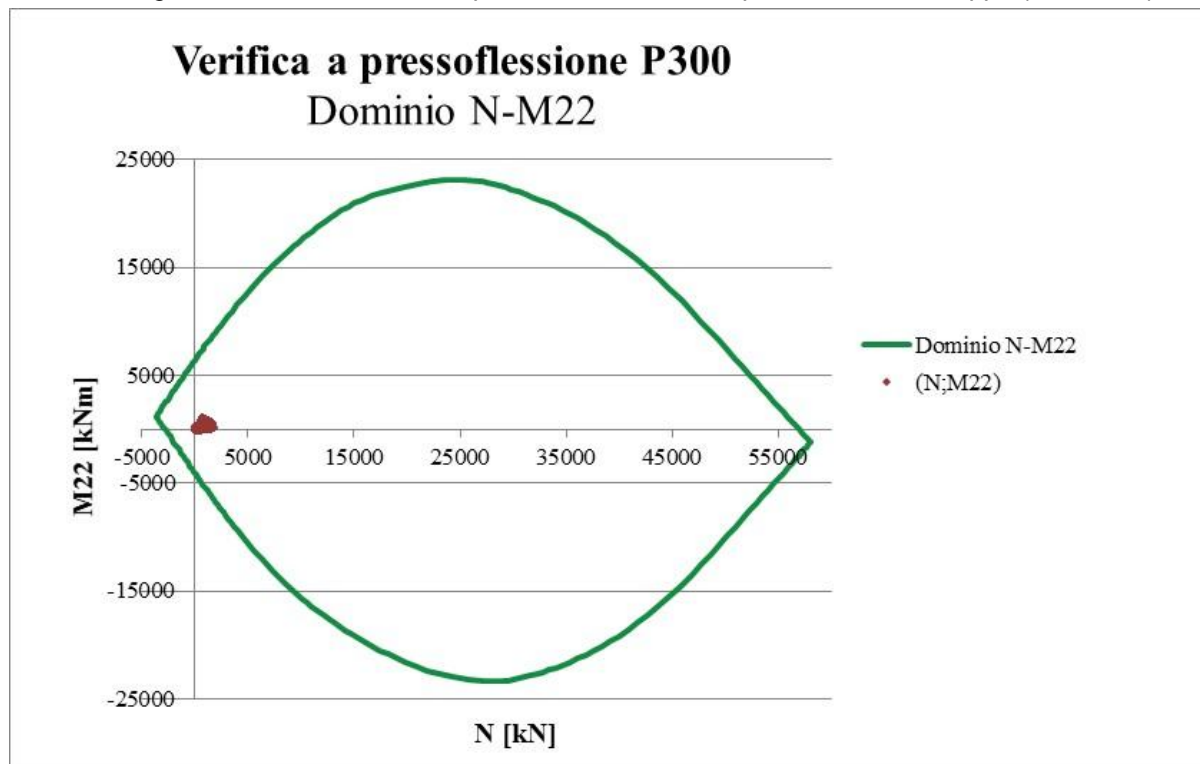


Figura 4-58: Dominio N-M22 per l'elevazione della spalla P300 all'involuppo (SLU+SLV).

Muri di risvolto P80

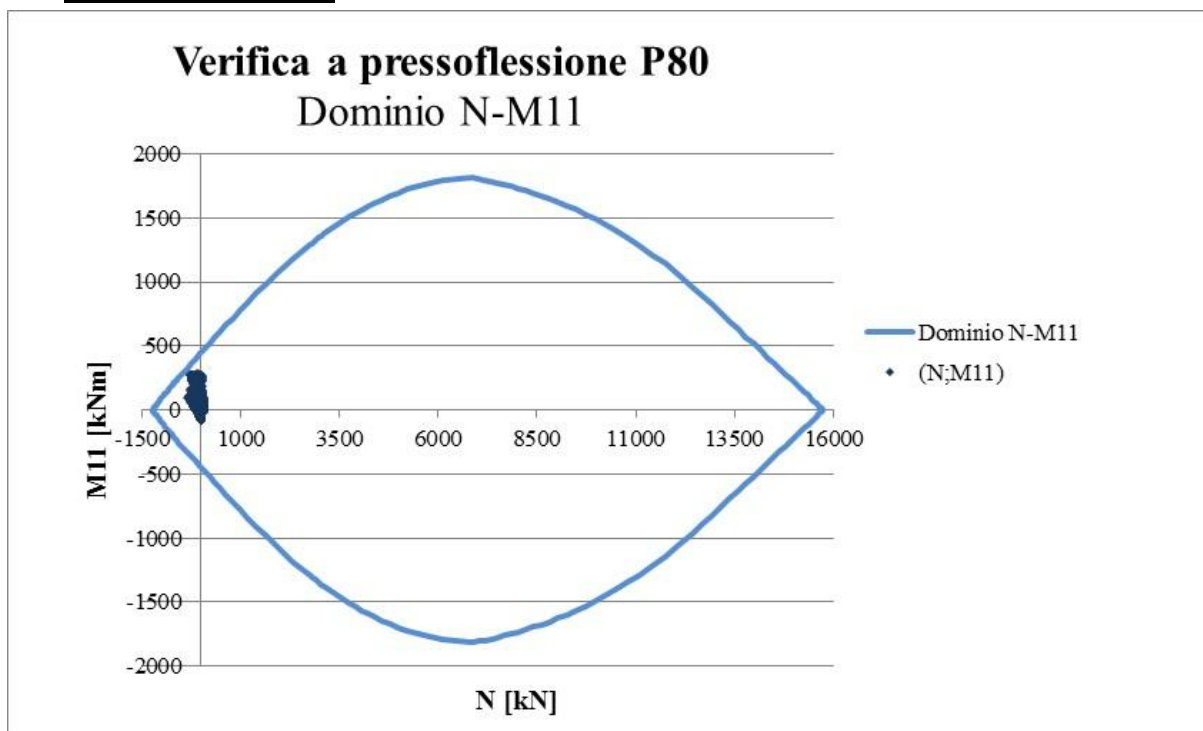


Figura 4-59: Dominio N-M11 per i muri di risvolto P80 all'involuppo (SLU+SLV).

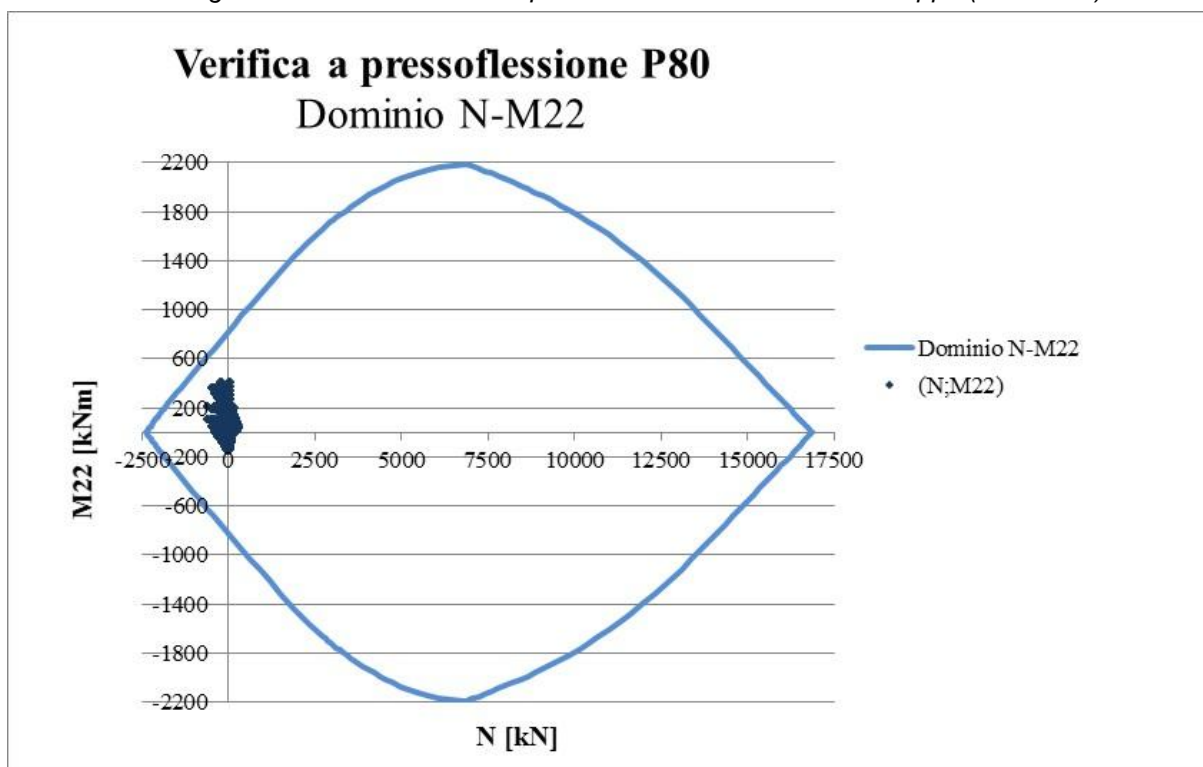


Figura 4-60: Dominio N-M22 per i muri di risvolto P80 all'involuppo (SLU+SLV).

4.2.5.2 Verifica a taglio

Dalla lettura delle mappe di colore relative all'involuppo delle combinazioni sismiche e statiche si determinano i valori massimi per unità di lunghezza dell'azione tagliante V_{ed} normale al lato corto della sezione delle pareti riassunti in Tabella 4-36. Nella stessa tabella vengono riassunti i valori dei tagli resistenti.

Tabella 4-65: Taglio resistente per sezioni prive di armature a taglio.

	V13max [kN]	V13Rd [kN]	As,inf	As,sup
P70	206	249	$\phi 20/20''$	$\phi 20/20''$
P300	564	826	$2 \times \phi 20/20''$	$\phi 20/20''$
P80	256	277	$\phi 20/20''$	$\phi 20/20''$

	V23max [kN]	V23Rd [kN]	As,inf	As,sup
P70	219	266	$\phi 24/20''$	$\phi 24/20''$
P300	528	866	$2 \times \phi 30/20''$	$\phi 24/20''$
P80	398	315*	$\phi 24/15''$	$\phi 24/15''$

(*) si dispongono spilli $\phi 12/30$ $V_{Rd}=966$ kN.

Nelle seguenti tabelle vengono riportati i valori del taglio resistente V_{Rd} calcolato secondo le formule riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC2008 e che rappresenta quel valore del taglio al di sotto del quale non è necessario disporre armature trasversali resistenti a taglio.

Tabella 4-66: Taglio resistente $V13Rd$ paragonata P70 (INV SLU+SLV).

Dati	P70: V13 max= 206 kN		
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	700	mm	Altezza
d	650	mm	Altezza utile
fck	32	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	18.13	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	9.07	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	1571	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.55		Fattore di ingranamento
v _{min}	0.38	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ_l	0.0024		Rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ_{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α_c	1.00		Coefficiente maggiorativo
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	249	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Tabella 4-67: Taglio resistente V23Rd paraghiaia P70 (INV SLU+SLV).

Dati	P70: V23 max= 219 kN		
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	700	mm	Altezza
d	628	mm	Altezza utile
fck	32	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	18.13	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	9.07	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	2262	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.56		Fattore di ingranamento
v _{min}	0.39	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ _l	0.0036		Rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ _{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α _c	1.00		Coefficiente maggiorativo
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	266	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Tabella 4-68: Taglio resistente V13Rd elevazione fusto P300 (INV SLU+SLV).

Dati	P300: V13 max= 564 kN		
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	3000	mm	Altezza
d	2950	mm	Altezza utile
fck	32	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	18.13	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	9.07	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	1571	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.26		Fattore di ingranamento
v _{min}	0.28	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ _l	0.0005		Rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ _{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α _c	1.00		Coefficiente maggiorativo
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	826	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Tabella 4-69: Taglio resistente V23Rd elevazione fusto P300 (INV SLU+SLV).

P300: V23 max= 528 kN			
Dati			
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	3000	mm	Altezza
d	2925	mm	Altezza utile
fck	32	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	18.13	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	9.07	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	7068	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.26		Fattore di ingranamento
v _{min}	0.28	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ _l	0.0024		Rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ _{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α _c	1.00		Coefficiente maggiorativo
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	876	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Tabella 4-70: Taglio resistente V13Rd muri di risvolto P80 (INV SLU+SLV).

P80: V13 max= 256 kN			
Dati			
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	800	mm	Altezza
d	750	mm	Altezza utile
fck	32	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	18.13	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	9.07	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	1571	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.52		Fattore di ingranamento
v _{min}	0.37	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ _l	0.0021		Rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ _{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α _c	1.00		Coefficiente maggiorativo
Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	277	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Tabella 4-71: Taglio resistente V23Rd muri di risvolto P80 (INV SLU+SLV).

Dati	P80: V23 max= 398 kN		
b	1000	mm	Larghezza dell'anima resistente a taglio
h	800	mm	Altezza
d	728	mm	Altezza utile

fck	32	N/mm ²	Resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	Resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	18.13	N/mm ²	Resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	9.07	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	3016	mm ²	Armatura longitudinale
k	1.52		Fattore di ingranamento
v _{min}	0.37	N/mm ²	Tensione resistente minima
ρ _l	0.0041		Rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	Sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp} (NA)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez NA
σ _{cp} (A)	0.00	N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione per v. Sez A
α _c	1.00		Coefficiente maggiorativo

Resistenza a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	315	kN	Resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Ast (mm ²)	s (mm)	ctgθ _{calc}	ctgθ	rottura	V _{rd3} (kN)	V _{rd2} (kN)	V _{Rd} (kN)
452	300	3.792	2.500	duttile lato acc	965.70	2048.44	965.70

4.2.5.3 Verifica delle tensioni di esercizio

In accordo con il §4.1.2.2.5 del DM2008 si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature.

Per la combinazione caratteristica (RARA) deve risultare:

$$\sigma_{c,max} < \sigma_{c,lim} = 0,6f_{ck} = 19,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} < \sigma_{s,lim} = 0,8f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Per la combinazione quasi permanente (QP) deve risultare:

$$\sigma_{c,max} < \sigma_{c,lim} = 0,45f_{ck} = 14,4 \text{ MPa}$$

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche; a favore di sicurezza si sono trascurati gli sforzi di compressione:

Tabella 4-72: Verifiche tensionali per la combinazione caratteristica nel piano XZ.

	M11max [kNm]	F11max [kN]	As,inf	As,sup	σ _{s,max} [MPa]	σ _{s,lim} [MPa]	σ _{c,max} [MPa]	σ _{c,lim} [MPa]
P70	161	392	φ20/20"	φ20/20"	303.2	360	2.48	19.2
P300	487	1178	(1+1)φ20/10"	φ20/10"	320.7	360	-	19.2
P80	207	200	φ20/20"	φ20/20"	357.8	360	3.14	19.2


	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI PILE</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Tabella 4-73: Verifiche tensionali per la combinazione caratteristica nel piano YZ.

	M22max [kNm]	F22max [kN]	As,inf	As,sup	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
P70	167	907	$\phi 24/20''$	$\phi 24/20''$	324.4	360	-	19.2
P300	786	0	(1+1) $\phi 30/20''$	$\phi 24/20''$	61	360	1.03	19.2
P80	239	0	$\phi 24/15''$	$\phi 24/15''$	119.3	360	2.87	19.2

Tabella 4-74: Verifiche tensionali per la combinazione QP nel piano XZ.

	M11max [kNm]	F11max [kN]	As,inf	As,sup	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
P70	72	135	$\phi 20/20''$	$\phi 20/20''$	1.25	14.4
P300	256	635	(1+1) $\phi 20/10''$	$\phi 20/10''$	-	14.4
P80	101	102	$\phi 20/20''$	$\phi 20/20''$	1.52	14.4

Tabella 4-75: Verifiche tensionali per la combinazione QP nel piano YZ.

	M22max [kNm]	F22max [kN]	As,inf	As,sup	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]
P70	41	383	$\phi 24/20''$	$\phi 24/20''$	-	14.4
P300	412	0	(1+1) $\phi 30/20''$	$\phi 24/20''$	0.54	14.4
P80	111	0	$\phi 24/15''$	$\phi 24/15''$	1.33	14.4

4.2.5.4 Verifica a fessurazione

In accordo con quanto indicato nel §4.1.2.2.4 del DM2008 si sono effettuate le verifiche allo stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata deve risultare inferiore a:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} = \frac{3,02}{1,2} = 2,52 \text{ MPa}$$

Nel caso in cui tale condizione non sia risultata soddisfatta, si è effettuata la verifica allo stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari a:

$w_1 = 0,2 \text{ mm}$ per la Combinazione quasi permanente (QP);

$w_2 = 0,3 \text{ mm}$ per la Combinazione frequente (FR);

essendo la condizione ambientale XC4, XF2 aggressiva e le armature poco sensibili.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche; a favore di sicurezza si sono trascurati gli sforzi di compressione:


 gruppo Atlantia	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI PILE</p>
------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Tabella 4-76: Verifiche a fessurazione per la combinazione QP nel piano XZ.

	M11max [kNm]	F11max [kN]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_1 [mm]
P70	72	135	$\phi 20/20''$	$\phi 20/20''$	0.96	2.52	-	0.2
P300	256	635	(1+1) $\phi 20/10''$	$\phi 20/10''$	0.37	2.52	-	0.2
P80	101	102	$\phi 20/20''$	$\phi 20/20''$	0.97	2.52	-	0.2

Tabella 4-77: Verifiche a fessurazione per la combinazione QP nel piano YZ.

	M22max [kNm]	F22max [kN]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_1 [mm]
P70	41	383	$\phi 24/20''$	$\phi 24/20''$	0.91	2.52	-	0.2
P300	412	0	(1+1) $\phi 30/20''$	$\phi 24/20''$	0.25	2.52	-	0.2
P80	111	0	$\phi 24/15''$	$\phi 24/15''$	0.85	2.52	-	0.2

Tabella 4-78: Verifiche a fessurazione per la combinazione FR nel piano XZ.

	M11max [kNm]	F11 max [kN]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_2 [mm]
P70	138	268	$\phi 20/20''$	$\phi 20/20''$	1.86	2.52	-	0.3
P300	423	982	(1+1) $\phi 20/10''$	$\phi 20/10''$	0.59	2.52	-	0.3
P80	176	166	$\phi 20/20''$	$\phi 20/20''$	1.67	2.52	-	0.3

Tabella 4-79: Verifiche a fessurazione per la combinazione FR nel piano YZ.

	M22max [kNm]	F22max [kN]	As,inf	As,sup	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,lim}$ [MPa]	w_d [mm]	w_2 [mm]
P70	136	776	$\phi 24/20''$	$\phi 24/20''$	2.39	2.52	-	0.3
P300	670	0	(1+1) $\phi 30/20''$	$\phi 24/20''$	0.41	2.52	-	0.3
P80	207	0	$\phi 24/15''$	$\phi 24/15''$	1.58	2.52	-	0.3

4.2.6 Verifiche geotecniche

Per la spalla B, la cui quota di intradosso fondazione è +99.52 m s.l.m., si prevede una fondazione diretta su substrato avente dimensioni B=8.20 m x L=15.30 m e spessore 2.00m.

Si prevede inoltre l'esecuzione di cuciture nel substrato realizzate mediante perforazioni aventi lunghezza 5.00 m e diametro 50 mm armate con barre ad aderenza migliorata $\phi 24$ e cementate, secondo una maglia 1.50 m x 1.50 m

Tali cuciture sono state tuttavia cautelativamente trascurate ai fini delle verifiche geotecniche agli Stati Limite Ultimi di capacità portante e scorrimento.

4.2.6.1 Criteri di calcolo e di verifica

Conformemente a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 le verifiche allo stato limite ultimo (SLU) risultano soddisfatte se è verificata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza dei pali.

In accordo al §6.4.2.1 del D.M. 14/01/2008:

- le verifiche di capacità portante sono state condotte con riferimento all'Approccio di calcolo 2 secondo la combinazione unica (A1 + M1 + R3) di coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e sulle resistenze;
- le verifiche a scorrimento sono state invece cautelativamente condotte adottando i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e sulle resistenze previste per l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M1 +R2).

I coefficienti parziali per le azioni e per i parametri geotecnici sono stati assunti con riferimento rispettivamente alle tabelle 6.2.I e 6.2.II del DM 14/01/2008.

In condizione sismica i coefficienti A1 e A2 sono assunti unitari.

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della seguente tabella (Tabella 6.4.I del DM 14/01/2008).

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 4-80: Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche per fondazioni superficiali.

La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali è stata effettuata con i criteri suggeriti da Terzaghi ed introducendo i più recenti suggerimenti per il calcolo dei coefficienti correttivi per le condizioni di carico eccentrico (metodi di calcolo di Terzaghi, Meyerhof, Hansen, De Beer).

In condizione sismica l'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). In un'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il

secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. I valori K_{hk} possono essere valutati facendo riferimento ai valori di normativa specificati per i pendii.

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi i del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa.

L'effetto cinematico è preso in considerazione mediante i coefficienti riduttivi z_q , z_c , z_g d dei fattori di capacità portante proposti da Paolucci e Pecker (1997) che sono in funzione del parametro K_{hk} .

La valutazione della resistenza a scorrimento della fondazione sul piano di posa è stata condotta considerando un coefficiente di attrito terreno fondazione pari a $\tan(2/3\phi'_d)$ e una adesione pari a c'_d .

4.2.6.2 Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

Con riferimento all'elaborato APE 0003 "Profilo e Sezioni geotecniche Viadotto Rastignano" il terreno di fondazione è costituito dall'Unità SUB -Substrato (Marne, argilliti, intercalate a siltiti ed areniti fini da sciolte, tendenzialmente poco cementate) i cui parametri geotecnici di riferimento sono sintetizzati nella seguente tabella.

Unità	γ (kN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	c_{uk} (kPa)	q_u (MPa)
SUB	22.0	31÷35 [31]	50÷60 [50]	-	9

Tabella 4-81:- Parametri geotecnici caratteristici di resistenza al taglio per il terreno di fondazione.

4.2.6.3 Carichi agenti in fondazione

In Tabella 4-82 si riportano le azioni risultanti al baricentro della fondazione per:

- le combinazioni statiche SLU STR ottenute per adottando i coefficienti $A1 + M1$;
 - le combinazioni sismiche SLV STR ottenute per adottando i coefficienti $A1(=1) + M1$;
- finalizzate alle verifiche di capacità portante.

Le verifiche sono state condotte cautelativamente adottando i massimi valori delle azioni sintetizzati in Tabella 4-83.

Combinazione	$F_x=T_x$ [kN]	$F_y=T_y$ [kN]	$F_z=N$ [kN]	M_{xx} [kNm]	M_{yy} [kNm]	M_z [kNm]
SLU-01	6744	0	47862	-1554	35931	2
SLU-02	6756	0	45981	-9926	32034	-50
SLU-03	2936	0	44954	-1554	20795	2
SLU-04	2948	0	43072	-9926	16899	-50
SLU-05	7215	0	33612	-656	29868	0
SLU-06	7215	0	33612	-656	29868	0
SLU-07	6769	0	43826	-29	27570	1
SLU-08	6751	0	45238	6256	30451	82
SLU-09	2949	0	41508	0	13621	0
SLU-10	2949	0	41508	0	13621	0
SLU-11	7190	0	36037	-1534	34842	-1
SLU-12	7208	0	34624	-7820	31961	-82
SLU-13	6998	0	61846	-1554	46835	2
SLU-14	7010	0	45953	-9926	33170	-50
SLU-15	3190	0	44926	-1554	21931	2
SLU-16	3202	0	43045	-9926	18034	-50
SLU-17	7007	0	33635	-656	28939	0
SLU-18	7007	0	33635	-656	28939	0
SLU-19	7023	0	43798	-29	28706	1
SLU-20	7005	0	45211	6256	31587	82
SLU-21	3203	0	41481	0	14757	0
SLU-22	3203	0	41481	0	14757	0
SLU-23	6982	0	36060	-1534	33913	-1
SLU-24	7000	0	34647	-7820	31032	-82
SLU-25	5799	0	46304	-1165	30093	1
SLU-26	5808	0	44893	-7445	27170	-37
SLU-27	2664	0	44123	-1165	17772	1
SLU-28	2673	0	42712	-7445	14849	-37
SLU-29	6767	0	32860	-656	28060	0
SLU-30	6767	0	32860	-656	28060	0
SLU-31	5818	0	43277	-22	23823	0
SLU-32	5804	0	44336	4692	25983	61
SLU-33	2674	0	41539	0	12391	0
SLU-34	3199	0	30726	0	13804	0
SLU-35	6748	0	34679	-1315	31790	-1
SLU-36	6762	0	33619	-6029	29630	-62
SLU-37	6542	0	32885	-1093	27054	0
SLU-38	6542	0	32885	-1093	27054	0
SLU-39	6523	0	34704	-1752	30784	-1
SLU-40	6537	0	33644	-6466	28624	-62
SLU-41	6334	0	32908	-1093	26125	0
SLU-42	6542	0	32885	-1093	27054	0
SLU-43	6315	0	34726	-1752	29855	-1
SLU-44	6329	0	33667	-6466	27695	-62

Combinazione	$F_x=T_x$ [kN]	$F_y=T_y$ [kN]	$F_z=N$ [kN]	M_{xx} [kNm]	M_{yy} [kNm]	M_z [kNm]
SLV-01	-305	-1831	29770	5813	4904	829
SLV-02	-450	-1831	29786	5813	4259	829
SLV-03	2112	-5471	29202	16663	8872	1438
SLV-04	1968	-5471	29218	16663	8227	1438
SLV-05	2164	-2023	28065	6639	8408	1232
SLV-06	2020	-2023	28081	6639	7763	1232
SLV-07	10610	1831	34578	-5813	45723	-829
SLV-08	10786	1831	34558	-5813	46511	-829
SLV-09	5427	5471	35158	-16663	28747	-1438
SLV-10	5604	5471	35139	-16663	29535	-1438
SLV-11	5363	2023	37407	-6639	28050	-1232
SLV-12	5540	2023	37388	-6639	28838	-1232

Tabella 4-82: Combinazioni SLU STR e SLV STR finalizzate alle verifiche di capacità portante.

Combinazione involuppo di verifica	$F_x=T_x$ [kN]	$F_y=T_y$ [kN]	$F_z=N$ [kN]	M_{xx} [kNm]	M_{yy} [kNm]
A1+M1 - Statica	7215	0	61846	-9926	46835
A1+M1 - Sismica	10786	-5471	37407	16663	46511

Tabella 4-83: Combinazioni statica e sismica adottata per le verifiche di capacità portante.

In Tabella 4-84 si riportano le azioni risultanti al baricentro della fondazione per:

- le combinazioni statiche SLU GEO ottenute per adottando i coefficienti $A2 + M2$;
 - le combinazioni sismiche SLV GEO ottenute per adottando i coefficienti $A2(=1) + M2$.
- finalizzate alle verifiche di scorrimento.

Le verifiche sono state condotte cautelativamente adottando per ciascun set di combinazioni le coppie di azioni (N, T_{max}) e (N_{min}, T) riportate in tabella

Combinazione	$F_x=T_x$ [kN]	$F_y=T_y$ [kN]	$F_z=N$ [kN]	M_{xx} [kNm]	M_{yy} [kNm]	M_z [kNm]
SLU-01	8140	0	47862	-1554	41742	2
SLU-02	8151	0	45981	-9926	37845	-50
SLU-03	3572	0	44954	-1554	23006	2
SLU-04	3584	0	43072	-9926	19110	-50
SLU-05	8611	0	33612	-656	35679	0
SLU-06	8611	0	33612	-656	35679	0
SLU-07	8165	0	43826	-29	33382	1
SLU-08	8146	0	45238	6256	36262	82
SLU-09	3585	0	41508	0	15832	0
SLU-10	3585	0	41508	0	15832	0
SLU-11	8585	0	36037	-1534	40653	-1
SLU-12	8604	0	34624	-7820	37772	-82
SLU-13	8394	0	61846	-1554	52646	2
SLU-14	8405	0	45953	-9926	38981	-50
SLU-15	3826	0	44926	-1554	24142	2
SLU-16	3838	0	43045	-9926	20245	-50
SLU-17	8403	0	33635	-656	34750	0
SLU-18	8403	0	33635	-656	34750	0
SLU-19	8419	0	43798	-29	34517	1
SLU-20	8400	0	45211	6256	37398	82
SLU-21	3839	0	41481	0	16968	0
SLU-22	3839	0	41481	0	16968	0
SLU-23	8378	0	36060	-1534	39724	-1
SLU-24	8396	0	34647	-7820	36843	-82
SLU-25	7061	0	46304	-1165	35197	1
SLU-26	7069	0	44893	-7445	32275	-37
SLU-27	3300	0	44123	-1165	19983	1
SLU-28	3309	0	42712	-7445	17060	-37
SLU-29	8028	0	32860	-656	33165	0
SLU-30	8028	0	32860	-656	33165	0
SLU-31	7079	0	43277	-22	28927	0
SLU-32	7066	0	44336	4692	31088	61
SLU-33	3310	0	41539	0	14602	0
SLU-34	3835	0	30726	0	16015	0
SLU-35	8009	0	34679	-1315	36895	-1
SLU-36	8023	0	33619	-6029	34734	-62
SLU-37	7803	0	32885	-1093	32158	0
SLU-38	7803	0	32885	-1093	32158	0
SLU-39	7784	0	34704	-1752	35889	-1
SLU-40	7798	0	33644	-6466	33728	-62
SLU-41	7595	0	32908	-1093	31229	0
SLU-42	7803	0	32885	-1093	32158	0
SLU-43	7577	0	34726	-1752	34960	-1
SLU-44	7590	0	33667	-6466	32799	-62
Combinazione	$F_x=T_x$ [kN]	$F_y=T_y$ [kN]	$F_z=N$ [kN]	M_{xx} [kNm]	M_{yy} [kNm]	M_z [kNm]
SLV-01	331	-1831	29770	5813	7115	829
SLV-02	186	-1831	29786	5813	6470	829
SLV-03	2748	-5471	29202	16663	11083	1438
SLV-04	2604	-5471	29218	16663	10438	1438
SLV-05	2800	-2023	28065	6639	10619	1232
SLV-06	2656	-2023	28081	6639	9973	1232
SLV-07	11245	1831	34578	-5813	47934	-829
SLV-08	11422	1831	34558	-5813	48722	-829
SLV-09	6063	5471	35158	-16663	30958	-1438
SLV-10	6240	5471	35139	-16663	31746	-1438
SLV-11	5999	2023	37407	-6639	30261	-1232
SLV-12	6176	2023	37388	-6639	31049	-1232

Tabella 4-84: Combinazioni SLU STR e SLV STR finalizzate alle verifiche di scorrimento.

Combinazione di verifica	$F_x = T_x$ [kN]	$F_y = T_y$ [kN]	$F_z = N$ [kN]	M_{xx} [kNm]	M_{yy} [kNm]	M_z [kNm]
A2+M2 - Statica (N, T_{max})	8611	0	33612	-656	35679	0
A2+M2 - Statica (N _{min} , T)	3835	0	30726	0	16015	0
A2+M2 - Sismica (N, T_{max})	11422	1831	34558	-5813	48722	-829
A2+M2 - Sismica (N _{min} , T)	2800	-2023	28065	6639	10619	1232

Tabella 4-85: Valori delle azioni statiche e sismiche adottate ai fini della verifica a scorrimento.

4.2.6.4 Risultati verifiche

Con riferimento ai criteri di calcolo, alle caratteristiche del terreno di fondazione e ai carichi agenti riportati ai precedenti paragrafi si riportano:

- in Tabella 4-86 la sintesi dei risultati ottenuti per le verifiche di capacità portante;
- in Tabella 4-87 la sintesi dei risultati ottenuti per le verifiche a scorrimento.

Combinazione	E_d [kN]	R_k [kN]	γ_R	R_d [kN]	FS carico	Verifica
A1+M1 - Statica	61846	217922.31	2.30	94748.83	3.52	soddisfatta
A1+M1 - Sismica	37407	109459.02	2.30	47590.88	2.93	soddisfatta

Tabella 4-86: Verifiche di capacità portante sintesi risultati.

Combinazione	E_d [kN]	R_k [kN]	γ_R	R_d [kN]	FS	Verifica
A2+M2 - Statica (N, Tmax)	8611.00	16635.16	1.10	15122.87	1.93	soddisfatta
A2+M2 - Statica (Nmin, T)	3835.00	16196.13	1.10	14723.76	4.22	soddisfatta
A2+M2 - Sismica (N, Tmax)	11567.83	16509.60	1.10	15008.72	1.43	soddisfatta
A2+M2 - Sismica (Nmin, T)	3454.35	15206.83	1.10	13824.39	4.40	soddisfatta

Tabella 4-87: Verifiche a scorrimento sintesi risultati.

A titolo esemplificativo si riporta nel seguito il dettaglio delle verifiche condotte per le combinazioni che hanno ottenuto i coefficienti di sicurezza minimi.

Dettaglio verifiche di capacità portante per Combinazione A1+M1 -Sismica

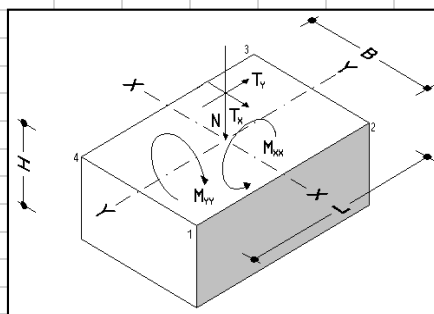
DATI GENERALI

Parametri Geometrici

Larghezza della fondazione (B) :	8.20	m
Lunghezza della fondazione (L) :	15.30	m
Altezza della fondazione (H) :	0.00	m

Carichi Applicati

Sforzo Normale (N) :	37406.81	kN
Momento Trasversale (M_{yy}) :	46511.31	kNm
Momento Longitudinale (M_{xx}) :	16662.96	kNm
Taglio Trasversale (T_x) :	10785.94	kN
Taglio Longitudinale (T_y) :	-5471.35	kN



Caratteristiche Geometriche di calcolo della sezione

Volume Fondazione (V) :	0.00	m ³
Area (A) :	125.46	m ²
Momento d'inerzia J_{xx} :	2447.41	m ⁴
Momento d'inerzia J_{yy} :	702.99	m ⁴
Modulo di Resistenza W_{xx} :	319.92	m ³
Modulo di Resistenza W_{yy} :	171.46	m ³

Carichi applicati alla base della fondazione

Peso di Volume Calcestruzzo (γ_{cls}) :	25.00	kN/m ³
Sforzo Normale (N*) :	37406.81	kN
Momento Trasversale (M^*_{yy}) :	46511.31	kNm
Momento Longitudinale (M^*_{xx}) :	16662.96	kNm
Taglio Trasversale (T^*_x) :	10785.94	kN
Taglio Longitudinale (T^*_y) :	-5471.35	kN

Tensioni Indotte

Pressione σ_1 :	621.50	kPa
Pressione σ_2 :	517.34	kPa
Pressione σ_3 :	-25.19	kPa
Pressione σ_4 :	78.98	kPa

Pressione media (σ_m) :	298.16	kPa
----------------------------------	--------	-----

Eccentricità di calcolo e dimensioni ridotte fondazione

Eccentricità lungo l'asse X-X	1.24	m
Eccentricità lungo l'asse Y-Y	0.45	m
Dimensione della fondazione (B) :	5.71	m
Dimensione della fondazione (L) :	14.41	m

PARAMETRI GEOTECNICI

Caratteristiche Geotecniche

Peso di Volume Naturale o Umido (γ_u) :	22.00	kN/m ³
Coesione efficace (c'_d) :	50.00	kPa
Angolo di Resistenza al Taglio (ϕ'_d) :	31.00	°
Coesione in condizioni non drenate (c_{ud}) :	0.00	kPa
Angolo di resistenza al taglio in condizioni non drenate	0.00	°

Quote

Quota Falda (F) :	0.00	m
Approfondimento della fondazione (D) :	2.00	m

Carichi

Pressione agente sul piano di imposta della fondazione	24.00	kPa
--------------------------------------------------------	-------	-----

Coefficiente parziale per verifiche agli SLU

Coeff. Parziale Approccio 2 - γ_{R3}	2.30	-
---------------------------------------------	------	---

Valutazione dell'effetto cinematico

β_s	=	0.28
a_g	=	0.214
S_s	=	1.187
S_t	=	1.00
K_{hk}	=	0.071

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE CON IL METODO DI HANSEN

Controllo sulla profondità della falda

Profondità ove la falda non influenza il valore della Capacità Portante :	7.25	m
Quota di falda rispetto intradosso fondazione (F) :	0.00	m

La falda entra nel calcolo della capacità portante

Calcolo del peso di volume equivalente

Peso di volume di calcolo (γ_e) :	12.00	kN/m ³
--------------------------------------------	-------	-------------------

Calcolo dei fattori di capacità portante in condizioni drenate (Tomlinson)

Fattore N_q	20.63	-
Fattore N_c	32.67	-
Fattore N_γ	17.69	-

Calcolo dei fattori di forma in condizioni drenate

Fattore s_c	1.25	-
Fattore s_γ	0.84	-
Fattore s_q	1.24	-
Fattore r_γ	0.85	-

N.B. Il fattore r_γ (secondo Vesic 1969, De Beer 1965) valido per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine BN_γ è predominante, viene calcolato sulle dimensioni reali della fondazione

Calcolo dei fattori di profondità in condizioni drenate

Fattore d_c	1.10	-
Fattore d_γ	1.00	-
Fattore d_q	1.07	-

Calcolo dei fattori di inclinazione in condizioni drenate

Forza di scorrimento ultima della fondazione	26592	kN
Fattore i_c	0.50	-
Fattore i_γ	0.39	-
Fattore i_q	0.52	-

La fondazione soddisfa l'equilibrio alla traslazione

Calcolo dei fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio) in condizioni drenate									
Fattore g_c	1.00	-							
Fattore g_γ	1.00	-							
Fattore g_q	1.00	-							
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata) in condizioni drenate									
Fattore b_c	1.00	-							
Fattore b_γ	1.00	-							
Fattore b_q	1.00	-							
Calcolo dei fattori riduttivi z per effetti inerziali (Paolucci e Pecker)									
Fattore z_c	0.98	-							
Fattore z_γ	0.96	-							
Fattore z_q	0.96	-							
Calcolo della capacità portante in condizioni drenate e verifica									
Contributo alla capacità portante della coesione	2190.81	kPa							
Contributo alla capacità portante del sovraccarico	627.10	kPa							
Contributo alla capacità portante del peso di volume	413.49	kPa							
Capacità portante ultima per carico verticale	3231.40	kPa							
Contributo alla capacità portante della coesione	872.30	kPa							
Contributo alla capacità portante del sovraccarico	264.46	kPa							
Contributo alla capacità portante del peso di volume	192.88	kPa							
Capacità portante ultima per carico inclinato	1329.64	kPa							
Capacità portante ammissibile	578.10	kPa							
Carico limite	109459.02	kN							
Verifica della capacità portante	Verifica Soddisfatta								
Coefficiente di sicurezza sul carico normale alla fondazione	2.93	-							
Verifica del carico limite	Verifica Soddisfatta								

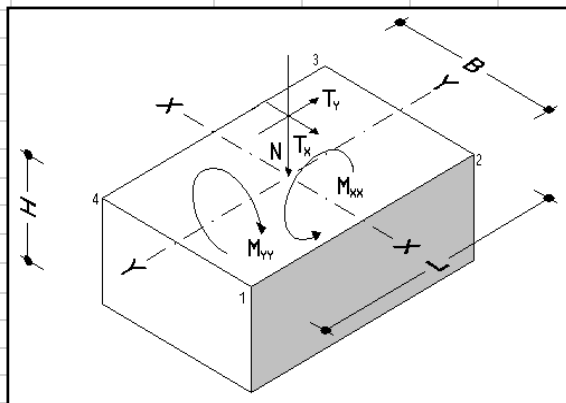
Dettaglio verifiche a scorrimento per Combinazione A2+M2 - Sismica (N,Tmax)

Parametri Geometrici

Larghezza della fondazione (B) :	8.20	m
Lunghezza della fondazione (L) :	15.30	m
Altezza della fondazione (H) :	0.00	m

Caratteristiche Geotecniche

Peso di Volume Naturale o Umido (γ_n) :	22.00	kN/m ³
Coesione efficace (c'_k) :	50.00	kPa
Angolo di Resistenza al Taglio (ϕ'_k) :	31.00	°
Coesione in condizioni non drenate (c_{uk}) :	0.00	kPa



Approccio 1

Combinazione 2 A2+M2+R2 - SISMICA (N, Tmax)

Carichi applicati

Sforzo Normale (N) :	34558.00	kN
Momento Trasversale (M_{yy}) :	48722.00	kNm
Momento Longitudinale (M_{xx}) :	-5816.00	kNm
Taglio Trasversale (T_x) :	11422.00	kN
Taglio Longitudinale (T_y) :	1831.00	kN

Azione destabilizzante (E_D)	11567.83	kN
----------------------------------	----------	----

Parametri geotecnici di calcolo

Peso di Volume Naturale o Umido (γ_n) :	22.00	kN/m ³
Coesione efficace (c'_d) :	40.00	kPa
Angolo di Resistenza al Taglio (ϕ_d) :	25.67	°

Eccentricità lungo l'asse X-X	1.41	m
Eccentricità lungo l'asse Y-Y	0.17	m
Dimensione della fondazione (B')	5.38	m
Dimensione della fondazione (L')	14.96	m

Azione resistente (R_k)	16509.60	kN
-----------------------------	----------	----

Coeff. Parziale Approccio 1 Combinazione 2 - γ_{R2}	1.10	-
------------------------------------------------------------	------	---

Azione resistente di progetto (R_d)	15008.72	kN
-----------------------------------------	----------	----

Verifica	E_D	<	R_D
Verifica soddisfatta			

Figura 4-61: Dettaglio verifica a scorrimento per Combinazione A2 + M2 -SISMICA (N, T_{max})

5 VERIFICHE PLINTI DI FONDAZIONE PILE

Per il progetto e la verifica delle fondazioni delle pile si è fatto riferimento ai risultati dell'analisi delle strutture sovrastanti ipotizzando la struttura vincolata alla base con incastri rigidi. Tale analisi è stata svolta tramite la realizzazione di appositi modelli di calcolo ad elementi finiti tramite il programma "SAP2000" v. 14.0.7.0 della "Computers & Structures Inc.", Berkeley – California (USA) ed è oggetto della Relazione di Calcolo Generale del Viadotto alla quale si rimanda per maggiori dettagli.

Analizzando le azioni agenti sulla struttura, sia di natura statica sia di natura dinamica, sono state determinate le reazioni agenti alla base delle pile in corrispondenza dell'estradosso e dell'intradosso del plinto di fondazione.

Sono state infine eseguite:

- Le verifiche strutturali a pressoflessione e punzonamento del plinto;
- Le verifiche di capacità portante del plinto ;

In particolare, in accordo al §6.4.2.1 del D.M. 14/01/2008 le verifiche di capacità portante sono state condotte con riferimento all'Approccio di calcolo 2 secondo la combinazione unica (A1 + M1 + R3) di coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e sulle resistenze.

Per i criteri di calcolo adottati si rimanda al § 4.2.6.1.

5.1 Descrizione delle fondazioni

In corrispondenza delle pile è stata prevista una unica tipologia di fondazione costituita da un plinto circolare avente diametro 9.00 m e altezza 2.50 m che trasferisce i carichi delle strutture sovrastanti direttamente al terreno di fondazione alle quote +91.50 m slm, +88.50 m slm, +88.00 m slm e 92.50 m slm rispettivamente in corrispondenza delle Pile 1,2,3 e 4.

In tutti i casi a tale quota si prevede di attestare le fondazioni in corrispondenza del substrato ad eccezione della pila 1 e della pila 4 per la quale si prevede di eseguire un sovrascavo fino al raggiungimento dello stesso e un riempimento in calcestruzzo magro non strutturale per un'altezza di circa 1.00 m e 2.50 m rispettivamente.

In tutti i casi si prevede l'esecuzione di cuciture nel substrato realizzate mediante perforazioni aventi lunghezza 5.00 m e diametro 50 mm armate con barre ad aderenza migliorata $\phi 24$ e cementate, secondo una maglia 1.50 m x 1.50 m.

Per maggiori dettagli geometrici si rimanda agli specifici elaborati grafici di dettaglio.

5.2 Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

Con riferimento all'elaborato APE 0003 "Profilo e Sezioni Geotecniche Viadotto Rastignano" il terreno di fondazione è costituito dall'Unità SUB -Substrato (Marne, argilliti, intercalate a silti ed areniti fini da sciolte, tendenzialmente poco cementate) i cui parametri geotecnici di riferimento sono sintetizzati nella seguente tabella.

Unità	γ (kN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	c_{uk} (kPa)	q_u (MPa)
SUB	22.0	31÷35 [31]	50÷60 [50]	-	9


	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI PILE</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Tabella 5-1:- Parametri geotecnici caratteristici di resistenza al taglio per il terreno di fondazione.

Anche in corrispondenza della Pila 4 si è considerato di condurre le verifiche adottando i parametri dell'Unità 4, grazie all'esecuzione del sovrascavo finalizzato al raggiungimento dello stesso.

5.3 Determinazione delle azioni agenti in fondazione

Nell'ambito della relazione di calcolo generale del viadotto è stato necessario differenziare i carichi nei seguenti modelli di calcolo distinti:

- Modello di Fase 1: in cui si ipotizzano agenti il peso proprio della struttura metallica, peso soletta fluida e il peso "crociere";
- Modello di Fase 2- condizione statica: in cui si ipotizzano agenti i carichi mobili, i carichi permanenti portati, le variazioni termiche e il vento;
- Modello di Fase 2-condizione sismica SLV: in cui si ipotizzano agenti i carichi permanenti portati, le variazioni termiche e il sisma.

Nelle seguenti tabelle (Tabella 5-2÷Tabella 5-5) vengono fornite le reazioni vincolari (come carichi elementari) agenti agli incastri ovvero alla base delle singole pile per i singoli modelli:

- adottando la seguente convenzione tra numerazione delle pile e numerazione dei nodi:
 - la pila 1 - nodo 4;
 - la pila 2 – nodo 3,
 - la pila 3 - nodo 1;
 - la pila 4 - nodo 2.
- adottando la seguente convenzione tra assi locali e assi globali:
 - asse 1 – asse X longitudinale;
 - asse 2 – asse Y trasversale;
 - asse 3 – asse Z verticale

In particolare per il modello di Fase 1 vengono forniti i risultati relativi agli involucri minimo e massimo.

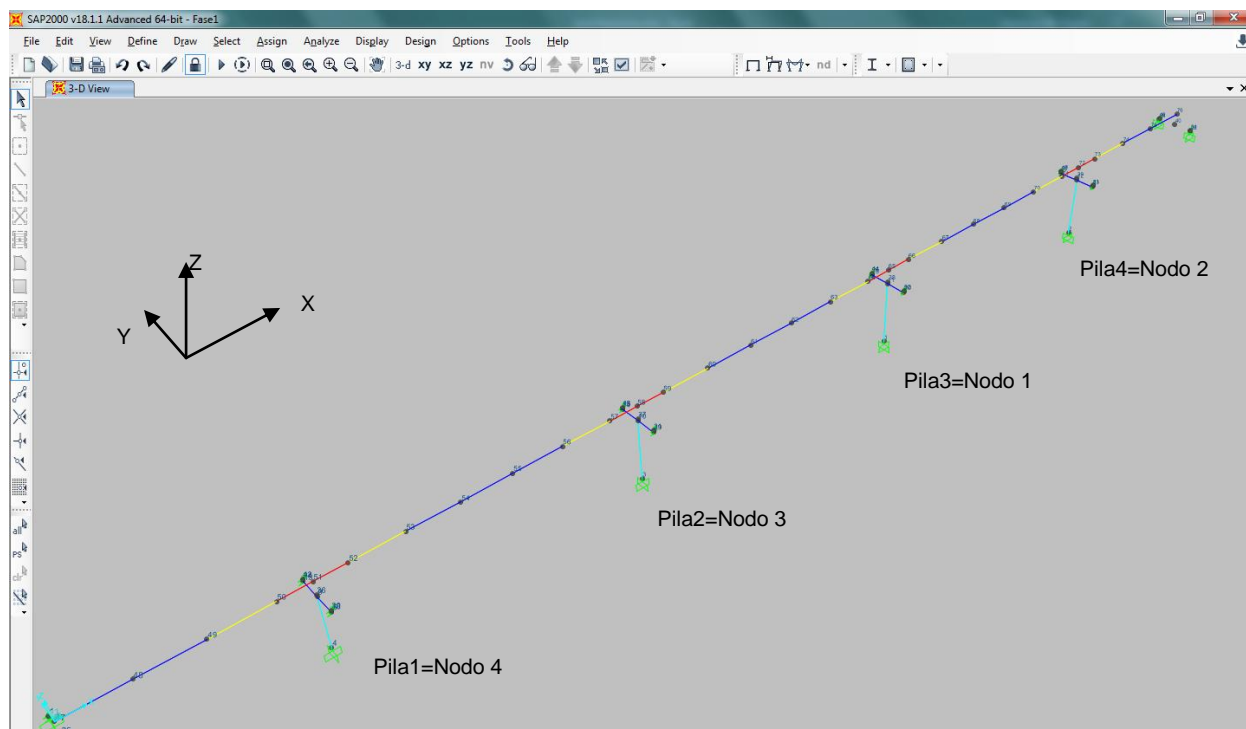


Figura 5-1: Convenzione Nodi e assi per reazioni vincolari

Le azioni alla base delle pile (reazioni vincolari degli incastri) sono fornite dalla somma tra quelle ottenute in fase 1 e quelle ottenute in fase 2 adottando i coefficienti di combinazione sulle azioni previsti da normativa per le combinazioni allo SLU in maniera tale da riprodurre gli effetti ritenuti maggiormente gravosi.

In particolare sono state considerate le combinazioni delle reazioni vincolari elementari secondo i coefficienti indicati in *Tabella 5-6* e *Tabella 5-7* per un totale di 96 combinazioni in condizioni statiche e 24 combinazioni in condizioni sismiche.

FASE 1									
TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
4	ENV-SLU	Combination	Max	-36.3	0.0	17336.1	0.0	-345.1	0.0
4	ENV-SLU	Combination	Min	-49.0	0.0	12841.5	0.0	-465.9	0.0
FASE 2									
TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
4	Sovracc perm	LinStatic		19.57	0.00	3537.41	0.00	185.86	0.00
4	Veicoli	LinMoving	Max F1	58.79	19.35	2690.14	981.09	558.48	-3.86
4	Veicoli	LinMoving	Min F1	-36.81	-261.51	1689.45	107.42	-349.71	25.55
4	Veicoli	LinMoving	Max F2	7.20	559.51	2308.32	-2541.07	68.41	-7.23
4	Veicoli	LinMoving	Min F2	2.86	-721.95	2583.94	2221.75	27.16	19.90
4	Veicoli	LinMoving	Max F3	32.10	99.61	4100.18	875.03	304.94	-9.85
4	Veicoli	LinMoving	Min F3	-13.88	110.15	-482.78	-1282.89	-131.88	6.50
4	Veicoli	LinMoving	Max M1	12.94	-265.17	2072.36	4776.25	122.92	-5.09
4	Veicoli	LinMoving	Min M1	20.49	257.06	2078.42	-6479.67	194.66	18.07
4	Veicoli	LinMoving	Max M2	58.79	19.35	2690.14	981.09	558.48	-3.86
4	Veicoli	LinMoving	Min M2	-36.81	-261.51	1689.45	107.42	-349.71	25.55
4	Veicoli	LinMoving	Max M3	-3.89	-209.10	2481.94	-2546.80	-36.93	46.44
4	Veicoli	LinMoving	Min M3	7.87	13.23	2483.85	1950.02	74.76	-32.16
4	DT estate	LinStatic		628.31	0.00	-25.42	0.00	5968.92	0.00
4	DT inverno	LinStatic		-514.07	0.00	20.80	0.00	-4883.66	0.00
4	Vento	LinStatic		0.00	1181.25	0.00	-15784.25	0.00	52.29
FASE 2 - CONDIZIONE SISMICA SLV									
TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
4	SLV01	Combination	Max	1789.70	439.50	4150.84	4250.28	15736.44	13.20
4	SLV01	Combination	Min	-1779.36	-439.50	2950.87	-4250.28	-15638.22	-13.20
4	SLV02	Combination	Max	542.04	1464.99	4133.70	14167.54	4769.09	43.96
4	SLV02	Combination	Min	-531.70	-1464.99	2968.01	-14167.54	-4670.87	-43.96
4	SLV03	Combination	Max	547.07	439.50	5476.53	4250.27	4815.01	13.19
4	SLV03	Combination	Min	-536.73	-439.50	1625.18	-4250.27	-4716.78	-13.19
4	SLV04	Combination	Max	1953.86	439.50	4143.92	4250.28	17295.98	13.20
4	SLV04	Combination	Min	-1615.20	-439.50	2943.95	-4250.28	-14078.68	-13.20
4	SLV05	Combination	Max	706.20	1464.99	4126.78	14167.54	6328.63	43.96
4	SLV05	Combination	Min	-367.54	-1464.99	2961.09	-14167.54	-3111.33	-43.96
4	SLV06	Combination	Max	711.23	439.50	5469.61	4250.27	6374.54	13.19
4	SLV06	Combination	Min	-372.57	-439.50	1618.26	-4250.27	-3157.24	-13.19
4	SLV07	Combination	Max	1655.39	439.50	4156.50	4250.28	14460.45	13.20
4	SLV07	Combination	Min	-1913.68	-439.50	2956.54	-4250.28	-16914.21	-13.20
4	SLV08	Combination	Max	407.72	1464.99	4139.37	14167.54	3493.10	43.96
4	SLV08	Combination	Min	-666.01	-1464.99	2973.67	-14167.54	-5946.85	-43.96
4	SLV09	Combination	Max	412.75	439.50	5482.19	4250.27	3539.02	13.19
4	SLV09	Combination	Min	-671.04	-439.50	1630.84	-4250.27	-5992.77	-13.19

Tabella 5-2: Reazioni vincolari agenti agli incastri ovvero alla base della pila 1

FASE 1									
TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	ENV-SLU	Combination	Max	48.90	0.00	17574.70	0.00	513.41	0.00
2	ENV-SLU	Combination	Min	36.22	0.00	13018.29	0.00	380.31	0.00
FASE 2									
TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	Sovracc perm	LinStatic		0.59	0.00	4085.70	0.00	6.83	0.00
3	Veicoli	LinMoving	Max F1	76.44	-11.09	2479.20	1757.01	879.04	-2.11
3	Veicoli	LinMoving	Min F1	-73.79	-30.10	2226.77	-3200.13	-848.62	4.07
3	Veicoli	LinMoving	Max F2	-17.86	551.77	1463.27	-6810.50	-205.43	-5.90
3	Veicoli	LinMoving	Min F2	-18.09	-520.10	2862.36	207.09	-208.00	9.91
3	Veicoli	LinMoving	Max F3	6.57	-138.49	4500.56	-4868.41	75.54	3.36
3	Veicoli	LinMoving	Min F3	-12.53	-72.62	-466.02	989.93	-144.05	-2.10
3	Veicoli	LinMoving	Max M1	-6.64	-106.07	2145.44	6681.19	-76.35	0.24
3	Veicoli	LinMoving	Min M1	-11.33	169.61	2495.31	-9662.20	-130.25	-1.91
3	Veicoli	LinMoving	Max M2	76.44	-11.09	2479.20	1757.01	879.04	-2.11
3	Veicoli	LinMoving	Min M2	-73.79	-14.48	2226.77	-3038.77	-848.62	3.63
3	Veicoli	LinMoving	Max M3	3.86	68.72	1830.78	-3870.86	44.39	43.87
3	Veicoli	LinMoving	Min M3	-1.41	89.40	1764.91	-3568.58	-16.23	-37.54
3	DT estate	LinStatic		229.83	0.00	-14.22	0.00	2643.01	0.00
3	DT inverno	LinStatic		-188.04	0.00	11.64	0.00	-2162.46	0.00
3	Vento	LinStatic		0.00	1655.31	0.00	-25084.39	0.00	23.76
FASE 2 - CONDIZIONE SISMICA SLV									
TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	SLV01	Combination	Max	2029.53	546.87	4755.38	6454.02	21557.46	6.70
3	SLV01	Combination	Min	-2029.65	-546.87	3436.13	-6454.02	-21558.84	-6.70
3	SLV02	Combination	Max	609.45	1822.90	4739.00	21513.38	6473.59	22.32
3	SLV02	Combination	Min	-609.57	-1822.90	3452.51	-21513.38	-6474.97	-22.32
3	SLV03	Combination	Max	611.55	546.87	6223.52	6454.02	6496.35	6.70
3	SLV03	Combination	Min	-611.67	-546.87	1967.99	-6454.02	-6497.72	-6.70
3	SLV04	Combination	Max	2093.40	546.87	4751.28	6454.02	22292.02	6.70
3	SLV04	Combination	Min	-1965.77	-546.87	3432.03	-6454.02	-20824.29	-6.70
3	SLV05	Combination	Max	673.32	1822.90	4734.91	21513.38	7208.14	22.32
3	SLV05	Combination	Min	-545.70	-1822.90	3448.41	-21513.38	-5740.41	-22.32
3	SLV06	Combination	Max	675.43	546.87	6219.42	6454.02	7230.90	6.70
3	SLV06	Combination	Min	-547.80	-546.87	1963.89	-6454.02	-5763.17	-6.70
3	SLV07	Combination	Max	1977.27	546.87	4758.73	6454.02	20956.46	6.70
3	SLV07	Combination	Min	-2081.91	-546.87	3439.48	-6454.02	-22159.84	-6.70
3	SLV08	Combination	Max	557.19	1822.90	4742.36	21513.38	5872.59	22.32
3	SLV08	Combination	Min	-661.83	-1822.90	3455.86	-21513.38	-7075.96	-22.32
3	SLV09	Combination	Max	559.29	546.87	6226.87	6454.02	5895.35	6.70
3	SLV09	Combination	Min	-663.93	-546.87	1971.34	-6454.02	-7098.72	-6.70


Tabella 5-3: Reazioni vincolari agenti agli incastri ovvero alla base della pila 2

FASE 1									
TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	ENV-SLU	Combination	Max	31.9	0.0	19644.3	0.0	399.4	0.0
1	ENV-SLU	Combination	Min	23.7	0.0	14551.3	0.0	295.8	0.0
FASE 2									
TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	Sovracc perm	LinStatic		-0.68	0.00	4085.60	0.00	-8.44	0.00
1	Veicoli	LinMoving	Max F1	72.74	-45.19	2227.09	-2949.20	909.21	-2.47
1	Veicoli	LinMoving	Min F1	-75.50	-39.82	2473.43	-3055.55	-943.81	-2.38
1	Veicoli	LinMoving	Max F2	9.24	506.63	1368.67	-6185.77	115.48	5.51
1	Veicoli	LinMoving	Min F2	8.45	-513.12	2890.35	108.57	105.63	-7.15
1	Veicoli	LinMoving	Max F3	-6.65	59.06	4500.40	2237.91	-83.09	0.99
1	Veicoli	LinMoving	Min F3	12.51	130.50	-465.97	-1909.69	156.31	-4.94
1	Veicoli	LinMoving	Max M1	6.41	-69.74	2149.64	6255.01	80.07	-2.84
1	Veicoli	LinMoving	Min M1	10.96	113.74	2504.42	-9013.69	136.98	5.57
1	Veicoli	LinMoving	Max M2	72.74	-45.19	2227.09	-2949.20	909.21	-2.47
1	Veicoli	LinMoving	Min M2	-75.50	-12.93	2473.43	1432.73	-943.81	1.70
1	Veicoli	LinMoving	Max M3	1.17	64.01	1808.15	-3523.35	14.56	37.43
1	Veicoli	LinMoving	Min M3	-3.77	48.47	1787.45	-3406.88	-47.09	-41.74
1	DT estate	LinStatic		-230.70	0.00	-14.11	0.00	-2883.69	0.00
1	DT inverno	LinStatic		188.75	0.00	11.54	0.00	2359.38	0.00
1	Vento	LinStatic		0.00	1507.10	0.00	-24572.55	0.00	-12.53
FASE 2 - CONDIZIONE SISMICA SLV									
TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	SLV01	Combination	Max	2051.91	700.65	4750.44	7947.38	23598.48	6.37
1	SLV01	Combination	Min	-2051.81	-700.65	3440.61	-7947.38	-23597.16	-6.37
1	SLV02	Combination	Max	616.25	2335.49	4739.39	26491.24	7087.53	21.18
1	SLV02	Combination	Min	-616.14	-2335.49	3451.65	-26491.24	-7086.20	-21.18
1	SLV03	Combination	Max	618.37	700.65	6230.67	7947.38	7112.57	6.36
1	SLV03	Combination	Min	-618.27	-700.65	1960.38	-7947.38	-7111.24	-6.36
1	SLV04	Combination	Max	1987.94	700.65	4746.36	7947.38	22798.78	6.37
1	SLV04	Combination	Min	-2115.78	-700.65	3436.53	-7947.38	-24396.86	-6.37
1	SLV05	Combination	Max	552.27	2335.49	4735.31	26491.24	6287.83	21.18
1	SLV05	Combination	Min	-680.12	-2335.49	3447.57	-26491.24	-7885.90	-21.18
1	SLV06	Combination	Max	554.40	700.65	6226.59	7947.38	6312.87	6.36
1	SLV06	Combination	Min	-682.24	-700.65	1956.30	-7947.38	-7910.94	-6.36
1	SLV07	Combination	Max	2104.26	700.65	4753.78	7947.38	24252.79	6.37
1	SLV07	Combination	Min	-1999.46	-700.65	3443.95	-7947.38	-22942.86	-6.37
1	SLV08	Combination	Max	668.59	2335.49	4742.73	26491.24	7741.83	21.18
1	SLV08	Combination	Min	-563.80	-2335.49	3454.99	-26491.24	-6431.90	-21.18
1	SLV09	Combination	Max	670.72	700.65	6234.01	7947.38	7766.87	6.36
1	SLV09	Combination	Min	-565.92	-700.65	1963.72	-7947.38	-6456.94	-6.36

Tabella 5-4: Reazioni vincolari agenti agli incastri ovvero alla base della pila 3

FASE 1									
TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	ENV-SLU	Combination	Max	48.90	0.00	17574.70	0.00	513.41	0.00
2	ENV-SLU	Combination	Min	36.22	0.00	13018.29	0.00	380.31	0.00
FASE 2									
TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	Sovracc perm	LinStatic		-19.44	0.00	3537.42	0.00	-204.11	0.00
2	Veicoli	LinMoving	Max F1	36.23	-246.01	1693.43	173.73	380.37	-26.16
2	Veicoli	LinMoving	Min F1	-57.96	20.30	2686.12	949.45	-608.60	4.37
2	Veicoli	LinMoving	Max F2	-3.49	532.33	2204.42	-2525.23	-36.62	7.62
2	Veicoli	LinMoving	Min F2	-0.43	-689.96	2520.46	2394.33	-4.46	-20.08
2	Veicoli	LinMoving	Max F3	-31.53	135.51	4100.08	875.08	-331.02	10.34
2	Veicoli	LinMoving	Min F3	13.27	110.24	-482.68	-1393.72	139.37	-7.23
2	Veicoli	LinMoving	Max M1	-12.99	-255.95	2047.61	4775.01	-136.38	6.75
2	Veicoli	LinMoving	Min M1	-20.54	247.19	2041.91	-6422.62	-215.68	-20.47
2	Veicoli	LinMoving	Max M2	36.23	-246.01	1693.43	173.73	380.37	-26.16
2	Veicoli	LinMoving	Min M2	-57.96	20.30	2686.12	949.45	-608.60	4.37
2	Veicoli	LinMoving	Max M3	-8.22	22.48	2509.84	1972.71	-86.35	33.28
2	Veicoli	LinMoving	Min M3	3.20	-212.32	2520.31	-2489.60	33.59	-48.31
2	DT estate	LinStatic		-625.56	0.00	-25.50	0.00	-6568.40	0.00
2	DT inverno	LinStatic		511.82	0.00	20.86	0.00	5374.14	0.00
2	Vento	LinStatic		0.00	1167.11	0.00	-16782.30	0.00	-60.90
FASE 2 - CONDIZIONE SISMICA SLV									
TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	SLV01	Combination	Max	1901.13	469.96	4157.29	4779.17	18325.62	12.98
2	SLV01	Combination	Min	-1911.44	-469.96	2944.45	-4779.17	-18433.88	-12.98
2	SLV02	Combination	Max	568.39	1566.53	4137.06	15930.53	5476.39	43.24
2	SLV02	Combination	Min	-578.70	-1566.53	2964.68	-15930.53	-5584.65	-43.24
2	SLV03	Combination	Max	573.93	469.96	5484.62	4779.17	5531.69	12.97
2	SLV03	Combination	Min	-584.24	-469.96	1617.12	-4779.17	-5639.95	-12.97
2	SLV04	Combination	Max	1737.32	469.96	4150.36	4779.17	16605.69	12.98
2	SLV04	Combination	Min	-2075.24	-469.96	2937.51	-4779.17	-20153.80	-12.98
2	SLV05	Combination	Max	404.59	1566.53	4130.13	15930.53	3756.46	43.24
2	SLV05	Combination	Min	-742.51	-1566.53	2957.74	-15930.53	-7304.57	-43.24
2	SLV06	Combination	Max	410.13	469.96	5477.68	4779.17	3811.77	12.97
2	SLV06	Combination	Min	-748.04	-469.96	1610.19	-4779.17	-7359.88	-12.97
2	SLV07	Combination	Max	2035.15	469.96	4162.97	4779.17	19732.83	12.98
2	SLV07	Combination	Min	-1777.42	-469.96	2950.12	-4779.17	-17026.67	-12.98
2	SLV08	Combination	Max	702.41	1566.53	4142.74	15930.53	6883.60	43.24
2	SLV08	Combination	Min	-444.68	-1566.53	2970.35	-15930.53	-4177.44	-43.24
2	SLV09	Combination	Max	707.95	469.96	5490.29	4779.17	6938.90	12.97
2	SLV09	Combination	Min	-450.22	-469.96	1622.79	-4779.17	-4232.74	-12.97

Tabella 5-5: Reazioni vincolari agenti agli incastri ovvero alla base della pila 4

	<p style="text-align: right;">VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA</p> <p style="text-align: center;">NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO</p> <p style="text-align: center;">Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro</p> <p style="text-align: right;">Progetto Definitivo</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI PILE</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Modello	Combinazione/azione	Coefficiente di combinazione		Modello	Combinazione/azione	Coefficiente di combinazione	
Fase 1	ENV-SLU-MAX/ENV-SLU-MIN	γ_G	1.35/1.00	Fase 1	ENV-SLU-MAX/ENV-SLU-MIN	γ_G	1.35/1.00
Fase 2	Vento	γ_Q	1.50	Fase 2	Vento	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	0.90
	Veicoli (Max/Min F1,F2,F3,M1,M2,M3)	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	1.013		Veicoli (Max/Min F1,F2,F3,M1,M2,M3)	γ_Q	1.35
	DT estate/DT inverno	$\gamma_Q \cdot \psi_1$	0.72		DT estate/DT inverno	$\gamma_Q \cdot \psi_1$	0.72

Tabella 5-6: Set di Coefficienti di combinazione in condizioni statiche

Modello	Combinazione/azione	Coefficiente di combinazione	
Fase 1	ENV-SLU-MAX/ENV-SLU-MIN	γ_G	1.00
Fase 2 SLV	SLV (Max/Min F1,F2,F3,M1,M2,M3)	γ_E	1.00

Tabella 5-7: Set di Coefficienti di combinazione in condizioni sismiche.

Delle complessive 48+48 combinazioni statiche e 24 combinazioni sismiche complessivamente risultanti ne sono state selezionate 3+3 statiche e 4 sismiche corrispondenti alle combinazioni cui si è riscontrato:

- F3 (ovvero carico verticale) rispettivamente massimo e minimo;
- M1 (ovvero momento attorno all'asse longitudinale) massimo;
- M2 (ovvero momento attorno all'asse trasversale) massimo nel caso delle sole combinazioni sismiche.

Nelle seguenti *Tabella 5-8÷Tabella 5-11* si riportano le azioni risultanti alla base delle 4 pile (con segno invertito rispetto alle reazioni vincolari), azioni di riferimento per le verifiche strutturali del plinto.

Azioni alla base della pila						
NOME	N = -F3 KN	Tx=F1 KN	Ty=F2 KN	Mz=-M3 KN-m	Mx=M1 KN-m	My=M2 KN-m
SLU-V_Nmax	26277.98	347.54	-1872.73	68.46	22790.41	3301.64
SLU-V_Nmin	15871.83	-408.85	-1883.40	85.02	24975.30	-3884.11
SLU-V_Mmax	24197.67	-463.22	-2032.14	96.74	30237.04	-4400.55
SLU-ML_Nmax	27661.79	336.71	-1197.60	33.76	13024.53	3198.72
SLU-ML_Nmin	15708.89	-404.17	-1211.82	55.84	15937.73	-3839.60
SLU-ML_Mmax	19166.51	-450.57	-1410.15	71.46	22953.38	-4280.42
SLV_Nmax	22812.60	-510.74	-439.50	13.19	-4250.27	-4469.93
SLV_Nmin	14466.71	585.76	439.50	-13.19	4250.27	5182.64
SLV_Mxmax	15809.54	580.74	1464.99	-43.96	14167.54	5136.72
SLV_Mymax	21492.56	-1619.06	-439.50	13.20	-4250.28	-14115.38

Tabella 5-8: Azioni risultanti alla base della Pila 1.

Azioni alla base della pila						
NOME	N = -F3 KN	Tx=F1 KN	Ty=F2 KN	Mz=-M3 KN-m	Mx=M1 KN-m	My=M2 KN-m
SLU-V_Nmax	27655.59	79.04	-2342.74	39.04	42555.85	957.86
SLU-V_Nmin	16621.91	-189.61	-2409.43	33.51	36624.27	-2144.26
SLU-V_Mmax	25606.65	-203.71	-2654.69	33.70	47409.56	-2293.72
SLU-ML_Nmax	29174.53	76.82	-1302.82	25.92	29148.30	932.36
SLU-ML_Nmin	16464.63	-185.38	-1391.73	18.55	21239.54	-2095.64
SLU-ML_Mmax	20462.42	-187.00	-1718.75	18.81	35619.92	-2114.26
SLV_Nmax	23798.22	-660.45	-546.87	6.70	-6454.02	-7009.76
SLV_Nmin	14986.28	575.45	546.87	-6.70	6454.02	6117.42
SLV_Mxmax	16470.80	573.35	1822.90	-22.32	21513.38	6094.66
SLV_Mymax	22333.43	-2026.16	-546.87	6.70	-6454.02	-21469.88

Tabella 5-9: Azioni risultanti alla base della Pila 2.

Azioni alla base della pila						
NOME	N = -F3 KN	Tx=F1 KN	Ty=F2 KN	Mz=-M3 KN-m	Mx=M1 KN-m	My=M2 KN-m
SLU-V_Nmax	29724.82	-160.21	-2320.45	-17.79	34592.94	-2002.59
SLU-V_Nmin	18154.98	130.45	-2392.78	-23.80	38792.39	1630.60
SLU-V_Mmax	27685.43	123.97	-2375.81	-13.16	45985.19	1549.60
SLU-ML_Nmax	31243.70	-157.96	-1436.12	-9.94	19094.12	-1974.55
SLU-ML_Nmin	17997.72	126.23	-1532.57	-17.95	24693.38	1577.85
SLU-ML_Mmax	22007.74	128.32	-1509.93	-3.76	34283.78	1603.95
SLV_Nmax	25874.96	-650.32	-700.65	6.36	-7947.38	-7511.93
SLV_Nmin	16511.70	594.60	700.65	-6.36	7947.38	6815.42
SLV_Mxmax	18002.98	592.48	2335.49	-21.18	26491.24	6790.38
SLV_Mymax	24398.07	-2136.21	-700.65	6.37	-7947.38	-24652.15

Tabella 5-10: Azioni risultanti alla base della Pila 3.

Azioni alla base della pila						
NOME	N = -F3 KN	Tx=F1 KN	Ty=F2 KN	Mz=-M3 KN-m	Mx=M1 KN-m	My=M2 KN-m
SLU-V_Nmax	26516.56	-359.25	-1887.87	-80.87	24287.43	-3772.09
SLU-V_Nmin	16048.64	420.18	-1862.29	-98.67	26584.59	4411.94
SLU-V_Mmax	24399.28	448.55	-2000.95	-112.08	31676.36	4709.76
SLU-ML_Nmax	27900.34	-348.61	-1233.34	-40.84	13922.71	-3660.38
SLU-ML_Nmin	15885.73	415.71	-1199.23	-64.57	16985.59	4364.91
SLU-ML_Mmax	19293.92	461.35	-1384.11	-82.45	23774.61	4844.22
SLV_Nmax	23059.31	-622.82	-469.96	12.97	-4779.17	-6045.10
SLV_Nmin	14635.42	548.02	469.96	-12.97	4779.17	5259.65
SLV_Mxmax	15982.97	542.48	1566.53	-43.24	15930.53	5204.34
SLV_Mymax	21737.66	-2084.04	-469.96	12.98	-4779.17	-20246.24

Tabella 5-11: Azioni risultanti alla base della Pila 4.

Le azioni sintetizzate nelle precedenti tabelle sono state riportate all'intradosso del plinto di fondazione tenendo conto del peso del plinto stesso opportunamente fattorizzato, dei momenti di trasporto dei tagli da estradosso fondazione a intradosso e delle azioni sismiche inerziali secondo i dati indicati in Tabella 5-12.

Dimensioni plinto			Parametri sismici			
R	4.5	m	a_g	0.214	g	
			S_s	1.187		
sp=	2.5	m	S_t	1.000		k_h 0.254
Wplinto	3976.1	kN	a_{max}	0.254	g	k_v 0.127

Tabella 5-12: Geometria plinto e Parametri sismici.

Per la pila 1 e la pila 4 è stato considerato un valore del peso del plinto maggiorato per tenere in conto del peso del riempimento di calcestruzzo di altezza pari rispettivamente a 1.00 m e 2.30 m oltre al peso della fondazione. In corrispondenza della Pila 1 e Pila 4 si è pertanto considerato W_{plinto} pari rispettivamente a 5566.5 kN e 7634.10 kN corrispondente ad una altezza di calcestruzzo pari a rispettivamente $p = 3.50$ m e 4.80 m.

Nelle seguenti tabelle vengono riassunte le azioni risultanti ad intradosso fondazione di riferimento per le verifiche di capacità portante del terreno di fondazione.

Azioni alla base del plinto						
NOME	N KN	Tx KN	Ty KN	Mz KN-m	Mx KN-m	My KN-m
SLU-V_Nmax	33792.77	347.54	-1872.73	68.46	29344.97	4518.04
SLU-V_Nmin	21438.34	-408.85	-1883.40	85.02	31567.20	-5315.09
SLU-V_Mmax	31712.46	-463.22	-2032.14	96.74	37349.54	-6021.81
SLU-ML_Nmax	35176.58	336.71	-1197.60	33.76	17216.14	4377.20
SLU-ML_Nmin	21275.40	-404.17	-1211.82	55.84	20179.12	-5254.19
SLU-ML_Mmax	24733.02	-450.57	-1410.15	71.46	27888.91	-5857.42
SLV_Nmax	28591.20	-1924.74	974.49	13.19	-8263.00	-8732.01
SLV_Nmin	19821.12	1999.76	1853.49	-13.19	8263.00	9707.30
SLV_Mxmax	21163.95	1994.73	51.00	-43.96	21769.50	9643.79
SLV_Mymax	27271.17	-3033.06	-1853.49	13.20	-8263.01	-22256.58

Tabella 5-13: Azioni risultanti ad intradosso plinto – Pila 1

Azioni alla base del plinto						
NOME	N KN	Tx KN	Ty KN	Mz KN-m	Mx KN-m	My KN-m
SLU-V_Nmax	33023.30	79.04	-2342.74	39.04	48412.70	1155.45
SLU-V_Nmin	20597.99	-189.61	-2409.43	33.51	42647.84	-2618.27
SLU-V_Mmax	30974.36	-203.71	-2654.69	33.70	54046.29	-2802.99
SLU-ML_Nmax	34542.24	76.82	-1302.82	25.92	32405.35	1124.42
SLU-ML_Nmin	20440.71	-185.38	-1391.73	18.55	24718.87	-2559.09
SLU-ML_Mmax	24438.50	-187.00	-1718.75	18.81	39916.80	-2581.76
SLV_Nmax	27925.79	-1670.45	463.12	6.70	-9083.69	-9923.38
SLV_Nmin	18810.86	1585.45	1556.87	-6.70	9083.69	8818.54
SLV_Mxmax	20295.38	1583.34	812.90	-22.32	27333.12	8790.53
SLV_Mymax	26461.00	-3036.16	-1556.87	6.70	-9083.69	-27797.78

Tabella 5-14: Azioni risultanti ad intradosso plinto – Pila 2

Azioni alla base del plinto						
NOME	N KN	Tx KN	Ty KN	Mz KN-m	Mx KN-m	My KN-m
SLU-V_Nmax	35092.52	-160.21	-2320.45	-17.79	40394.07	-2403.11
SLU-V_Nmin	22131.06	130.45	-2392.78	-23.80	44774.35	1956.72
SLU-V_Mmax	33053.13	123.97	-2375.81	-13.16	51924.71	1859.51
SLU-ML_Nmax	36611.41	-157.96	-1436.12	-9.94	22684.42	-2369.46
SLU-ML_Nmin	21973.80	126.23	-1532.57	-17.95	28524.79	1893.42
SLU-ML_Mmax	25983.82	128.32	-1509.93	-3.76	38058.61	1924.74
SLV_Nmax	30002.54	-1660.32	309.35	6.36	-10961.49	-10400.23
SLV_Nmin	20336.28	1604.60	1710.64	-6.36	10961.49	9564.41
SLV_Mxmax	21827.56	1602.47	1325.49	-21.18	33592.45	9534.06
SLV_Mymax	28525.65	-3146.20	-1710.64	6.37	-10961.49	-31255.16

Tabella 5-15: Azioni risultanti ad intradosso plinto – Pila 3

Azioni alla base del plinto						
NOME	N KN	Tx KN	Ty KN	Mz KN-m	Mx KN-m	My KN-m
SLU-V_Nmax	36822.56	-359.25	-1887.87	-80.87	33349.20	-5496.48
SLU-V_Nmin	23682.71	420.18	-1862.29	-98.67	35523.57	6428.83
SLU-V_Mmax	34705.28	448.55	-2000.95	-112.08	41280.92	6862.79
SLU-ML_Nmax	38206.33	-348.61	-1233.34	-40.84	19842.72	-5333.69
SLU-ML_Nmin	23519.80	415.71	-1199.23	-64.57	22741.87	6360.29
SLU-ML_Mmax	26927.99	461.35	-1384.11	-82.45	30418.35	7058.72
SLV_Nmax	30984.26	-2562.02	1469.23	12.97	-11689.03	-13688.72
SLV_Nmin	21978.61	2487.21	2409.15	-12.97	11689.03	12544.19
SLV_Mxmax	23326.16	2481.67	-372.66	-43.24	28103.92	12462.32
SLV_Mymax	29662.61	-4023.23	-2409.15	12.98	-11689.04	-34903.71

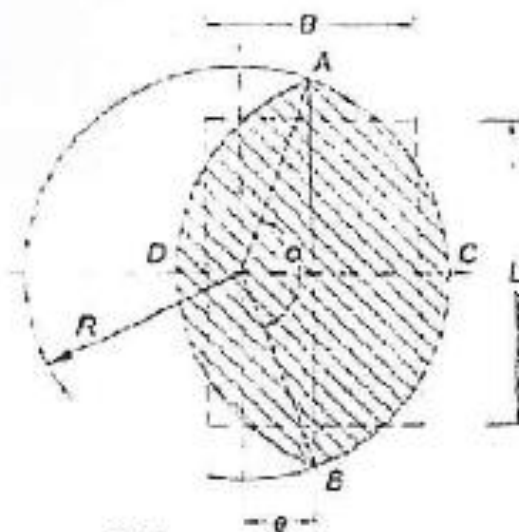
Tabella 5-16: Azioni risultanti ad intradosso plinto – Pila 4

5.4 Verifiche di capacità portante

In accordo al §6.4.2.1 del D.M. 14/01/2008 le verifiche di capacità portante sono state condotte con riferimento all'Approccio di calcolo 2 secondo la combinazione unica (A1 + M1 + R3) di coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e sulle resistenze.

Per i criteri di calcolo adottati si rimanda al § 4.2.6.1.

Poichè l'area di carico ha forma circolare ci si riconduce ad una fondazione rettangolare equivalente, i cui lati sono stati determinati attraverso la formulazione proposta da Meyerhof (1953) e rappresentata nella seguente figura.



$$\text{Area}(B \cdot L) = 2 \cdot \left[R^2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{R-h}{R} \right) - (R-h)(2R \cdot h - h^2)^{0.5} \right]$$

$$h = R - e$$

Figura 5.2: Schematizzazione dell'area di carico circolare mediante una fondazione rettangolare equivalente [Meyerhof, 1953].

Si è proceduto pertanto per ciascuna pila e ciascuna combinazione di verifica (Tabella 5-13÷Tabella 5-16) a determinare il lato del quadrato equivalente (Tabella 5-17÷Tabella 5-20) e pertanto alla corrispondente verifica di capacità portante ipotizzando il carico verticale centrato nella fondazione equivalente.

Determinazione della fondazione rettangolare equivalente (Meyerhof, 1953)											
Raggio della fondazione, R	[m]	4.5									
Eccentricità del carico, e	[m]	Combinazioni SLU						Combinazioni SLV			
		SLU-V_Nmax	SLU-V_Nmin	SLU-V_Mmax	SLU-ML_Nmax	SLU-ML_Nmin	SLU-ML_Mmax	SLV_Nmax	SLV_Nmin	SLV_Mxmax	SLV_Mymax
		0.88	1.49	1.19	0.50	0.98	1.15	0.42	0.64	1.13	0.87
Parametro, h		3.62	3.01	3.31	4.00	3.52	3.35	4.08	3.86	3.37	3.63
Area rettangolo equivalente, A	[m²]	32.7	27.8	30.1	36.0	31.9	30.5	36.7	34.8	30.7	32.8
L	[m]	5.72	5.27	5.49	6.00	5.65	5.52	6.06	5.90	5.54	5.73
B	[m]	5.72	5.27	5.49	6.00	5.65	5.52	6.06	5.90	5.54	5.73

Tabella 5-17: Pila 1 - Determinazione del lato del quadrato equivalente per ciascuna combinazione di verifica.

<u>Determinazione della fondazione rettangolare equivalente (Meyerhof, 1953)</u>											
Raggio della fondazione, R	[m]	4.5									
		Combinazioni SLU						Combinazioni SLV			
		SLU-V_Nmax	SLU-V_Nmin	SLU-V_Mmax	SLU-ML_Nmax	SLU-ML_Nmin	SLU-ML_Mmax	SLV_Nmax	SLV_Nmin	SLV_Mxmax	SLV_Mymax
Eccentricità del carico, e	[m]	1.47	2.07	1.75	0.94	1.22	1.64	0.48	0.67	1.41	1.11
Parametro, h		3.03	2.43	2.75	3.56	3.28	2.86	4.02	3.83	3.09	3.39
Area rettangolo equivalente, A	[m ²]	28.0	23.9	26.0	32.2	30.0	26.8	36.2	34.5	28.4	30.9
L	[m]	5.29	4.89	5.10	5.68	5.47	5.17	6.02	5.87	5.33	5.56
B	[m]	5.29	4.89	5.10	5.68	5.47	5.17	6.02	5.87	5.33	5.56

Tabella 5-18: Pila 2 - Determinazione del lato del quadrato equivalente per ciascuna combinazione di verifica.

<u>Determinazione della fondazione rettangolare equivalente (Meyerhof, 1953)</u>											
Raggio della fondazione, R	[m]	4.5									
		Combinazioni SLU						Combinazioni SLV			
		SLU-V_Nmax	SLU-V_Nmin	SLU-V_Mmax	SLU-ML_Nmax	SLU-ML_Nmin	SLU-ML_Mmax	SLV_Nmax	SLV_Nmin	SLV_Mxmax	SLV_Mymax
Eccentricità del carico, e	[m]	1.15	2.03	1.57	0.62	1.30	1.47	0.50	0.72	1.60	1.16
Parametro, h		3.35	2.47	2.93	3.88	3.20	3.03	4.00	3.78	2.90	3.34
Area rettangolo equivalente, A	[m ²]	30.5	24.2	27.2	34.9	29.3	28.0	36.0	34.1	27.0	30.4
L	[m]	5.52	4.92	5.22	5.91	5.41	5.29	6.00	5.84	5.20	5.51
B	[m]	5.52	4.92	5.22	5.91	5.41	5.29	6.00	5.84	5.20	5.51

Tabella 5-19: Pila 3 - Determinazione del lato del quadrato equivalente per ciascuna combinazione di verifica.

<u>Determinazione della fondazione rettangolare equivalente (Meyerhof, 1953)</u>											
Raggio della fondazione, R	[m]	4.5									
		Combinazioni SLU						Combinazioni SLV			
		SLU-V_Nmax	SLU-V_Nmin	SLU-V_Mmax	SLU-ML_Nmax	SLU-ML_Nmin	SLU-ML_Mmax	SLV_Nmax	SLV_Nmin	SLV_Mxmax	SLV_Mymax
Eccentricità del carico, e	[m]	0.92	1.58	1.25	0.53	1.04	1.20	0.42	0.58	1.14	1.07
Parametro, h		3.58	2.92	3.25	3.97	3.46	3.30	4.08	3.92	3.36	3.43
Area rettangolo equivalente, A	[m ²]	32.4	27.2	29.7	35.8	31.4	30.1	36.7	35.3	30.6	31.1
L	[m]	5.69	5.21	5.45	5.98	5.60	5.49	6.06	5.94	5.53	5.58
B	[m]	5.69	5.21	5.45	5.98	5.60	5.49	6.06	5.94	5.53	5.58

Tabella 5-20: Pila 4 - Determinazione del lato del quadrato equivalente per ciascuna combinazione di verifica.

Nelle seguenti tabelle si riporta la sintesi delle verifiche di capacità portanti condotte per le singole pile e a seguire a titolo esemplificativo il calcolo completo per la Pila e la combinazione in corrispondenza della quale si è ottenuto il coefficiente di sicurezza minimo (Pila 3 – SLV_Mymax).

Pila 1						
Combinazione	E_d [kN]	R_k [kN]	γ_R	R_d [kN]	FS_{carico}	Verifica
SLU-V_Nmax	33792.77	110507.16	2.30	48046.59	3.27	soddisfatta
SLU-V_Nmin	21438.34	92067.87	2.30	40029.51	4.29	soddisfatta
SLU-V_Mmax	31712.46	100782.19	2.30	43818.34	3.18	soddisfatta
SLU-ML_Nmax	35176.58	121754.14	2.30	52936.58	3.46	soddisfatta
SLU-ML_Nmin	21275.40	105682.44	2.30	45948.89	4.97	soddisfatta
SLU-ML_Mmax	24733.02	101037.22	2.30	43929.22	4.09	soddisfatta
SLV_Nmax	28591.20	104051.94	2.30	45239.97	3.64	soddisfatta
SLV_Nmin	19821.12	91295.92	2.30	39693.88	4.61	soddisfatta
SLV_Mxmax	21163.95	81562.89	2.30	35462.13	3.85	soddisfatta
SLV_Mymax	27271.17	82986.99	2.30	36081.30	3.04	soddisfatta

Tabella 5-21: Pila 1 – Sintesi dei risultati Verifiche di capacità portante

Pila 2						
Combinazione	E_d [kN]	R_k [kN]	γ_R	R_d [kN]	FS_{carico}	Verifica
SLU-V_Nmax	33023.30	87506.45	2.30	38046.28	2.65	soddisfatta
SLU-V_Nmin	20597.99	73489.35	2.30	31951.89	3.57	soddisfatta
SLU-V_Mmax	30974.36	80433.72	2.30	34971.18	2.60	soddisfatta
SLU-ML_Nmax	34542.24	101106.70	2.30	43959.43	2.93	soddisfatta
SLU-ML_Nmin	20440.71	92130.26	2.30	40056.63	4.51	soddisfatta
SLU-ML_Mmax	24438.50	82517.11	2.30	35877.00	3.38	soddisfatta
SLV_Nmax	27925.79	95403.62	2.30	41479.83	3.42	soddisfatta
SLV_Nmin	18810.86	85807.26	2.30	37307.51	4.56	soddisfatta
SLV_Mxmax	20295.38	71285.81	2.30	30993.83	3.51	soddisfatta
SLV_Mymax	26461.00	70204.13	2.30	30523.54	2.65	soddisfatta

Tabella 5-22: Pila 2 – Sintesi dei risultati Verifiche di capacità portante

Pila 3						
Combinazione	E_d [kN]	R_k [kN]	γ_R	R_d [kN]	FS_{carico}	Verifica
SLU-V_Nmax	35092.52	94836.79	2.30	41233.39	2.70	soddisfatta
SLU-V_Nmin	22131.06	75004.47	2.30	32610.64	3.39	soddisfatta
SLU-V_Mmax	33053.13	84893.11	2.30	36910.05	2.57	soddisfatta
SLU-ML_Nmax	36611.41	109041.84	2.30	47409.50	2.98	soddisfatta
SLU-ML_Nmin	21973.80	90823.75	2.30	39488.59	4.13	soddisfatta
SLU-ML_Mmax	25983.82	86956.83	2.30	37807.32	3.35	soddisfatta
SLV_Nmax	30002.54	95751.86	2.30	41631.24	3.19	soddisfatta
SLV_Nmin	20336.28	85873.99	2.30	37336.52	4.22	soddisfatta
SLV_Mxmax	21827.56	68489.35	2.30	29777.98	3.14	soddisfatta
SLV_Mymax	28525.65	69597.81	2.30	30259.92	2.44	soddisfatta

Tabella 5-23: Pila 3 – Sintesi dei risultati Verifiche di capacità portante

Pila 4						
Combinazione	E_d [kN]	R_k [kN]	γ_R	R_d [kN]	FS_{carico}	Verifica
SLU-V_Nmax	31884.27	99166.03	2.30	43115.67	3.11	soddisfatta
SLU-V_Nmin	20024.72	81681.50	2.30	35513.70	4.08	soddisfatta
SLU-V_Mmax	29766.99	89991.03	2.30	39126.53	3.02	soddisfatta
SLU-ML_Nmax	33268.04	109975.06	2.30	47815.24	3.31	soddisfatta
SLU-ML_Nmin	19861.81	93875.73	2.30	40815.54	4.73	soddisfatta
SLU-ML_Mmax	23270.00	90330.05	2.30	39273.94	3.88	soddisfatta
SLV_Nmax	27186.89	96699.43	2.30	42043.23	3.56	soddisfatta
SLV_Nmin	18459.99	87978.17	2.30	38251.38	4.77	soddisfatta
SLV_Mxmax	19807.55	76859.70	2.30	33417.26	3.88	soddisfatta
SLV_Mymax	25865.24	69858.84	2.30	30373.41	2.70	soddisfatta

Tabella 5-24: Pila 4 – Sintesi dei risultati Verifiche di capacità portante

Dettaglio verifiche di capacità portante per Pila 3 Combinazione SLV Mymax

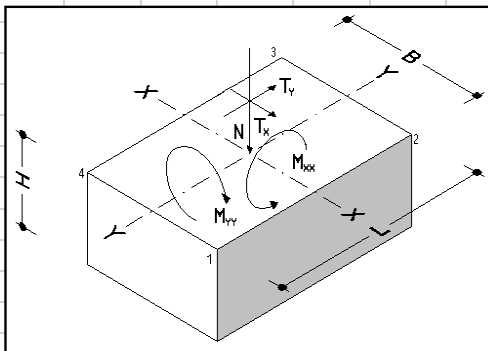
DATI GENERALI

Parametri Geometrici

Larghezza della fondazione (B) :	5.51	m
Lunghezza della fondazione (L) :	5.51	m
Altezza della fondazione (H) :	0.00	m

Carichi Applicati

Sforzo Normale (N) :	28525.65	kN
Momento Trasversale (M_{yy}) :		kNm
Momento Longitudinale (M_{xx}) :		kNm
Taglio Trasversale (T_x) :	3146.20	kN
Taglio Longitudinale (T_y) :	1710.64	kN



Caratteristiche Geometriche di calcolo della sezione

Volume Fondazione (V) :	0.00	m ³
Area (A) :	30.36	m ²
Momento d'Inerzia J_{xx} :	76.81	m ⁴
Momento d'Inerzia J_{yy} :	76.81	m ⁴
Modulo di Resistenza W_{xx} :	27.88	m ³
Modulo di Resistenza W_{yy} :	27.88	m ³

Carichi applicati alla base della fondazione

Peso di Volume Calcestruzzo (γ_{cis}) :	25.00	kN/m ³
Sforzo Normale (N^*) :	28525.65	kN
Momento Trasversale (M^*_{yy}) :	0.00	kNm
Momento Longitudinale (M^*_{xx}) :	0.00	kNm
Taglio Trasversale (T^*_x) :	3146.20	kN
Taglio Longitudinale (T^*_y) :	1710.64	kN

Tensioni Indotte

Pressione σ_1 :	939.58	kPa
Pressione σ_2 :	939.58	kPa
Pressione σ_3 :	939.58	kPa
Pressione σ_4 :	939.58	kPa
Pressione media (σ_m) :	939.58	kPa

Eccentricità di calcolo e dimensioni ridotte fondazione

Eccentricità lungo l'asse X-X	0.00	m
Eccentricità lungo l'asse Y-Y	0.00	m
Dimensione della fondazione (B') :	5.51	m
Dimensione della fondazione (L') :	5.51	m

PARAMETRI GEOTECNICI

Caratteristiche Geotecniche

Peso di Volume Naturale o Umido (γ_u) :	22.00	kN/m ³
Coesione efficace (c'_d) :	50.00	kPa
Angolo di Resistenza al Taglio (ϕ'_d) :	31.00	°
Coesione in condizioni non drenate (c_{ud}) :	0.00	kPa
Angolo di resistenza al taglio in condizioni non drenate	0.00	°

Quote

Quota Falda (F) :	0.00	m
Approfondimento della fondazione (D) :	2.50	m

Carichi

Pressione agente sul piano di imposta della fondazione	30.00	kPa
--------------------------------------------------------	-------	-----

Coefficiente parziale per verifiche agli SLU

Coeff. Parziale Approccio 2 muri - γ_{R3}	2.30	-
--------------------------------------------------	------	---

Valutazione dell'effetto cinematico

β_s	=	0.28
a_g	=	0.214
S_s	=	1.187
S_t	=	1.00
K_{hk}	=	0.071

<u>CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE CON IL METODO DI HANSEN</u>									
<u>Controllo sulla profondità della falda</u>									
Profondità ove la falda non influenza il valore della Capacità Portante :							4.87	m	
Quota di falda rispetto intradosso fondazione (F) :							0.00	m	
La falda entra nel calcolo della capacità portante									
<u>Calcolo del peso di volume equivalente</u>									
Peso di volume di calcolo (γ_e) :							12.00	kN/m ³	
<u>Calcolo dei fattori di capacità portante in condizioni drenate (Tomlinson)</u>									
Fattore N_q							20.63	-	
Fattore N_c							32.67	-	
Fattore N_γ							17.69	-	
<u>Calcolo dei fattori di forma in condizioni drenate</u>									
Fattore s_c							1.63	-	
Fattore s_γ							0.60	-	
Fattore s_q							1.60	-	
Fattore r_γ							0.89	-	
N.B. Il fattore r_γ (secondo Vesic 1969, De Beer 1965) valido per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine BN_γ è predominante, viene calcolato sulle dimensioni reali della fondazione									
<u>Calcolo dei fattori di profondità in condizioni drenate</u>									
Fattore d_c							1.18	-	
Fattore d_γ							1.00	-	
Fattore d_q							1.13	-	
<u>Calcolo dei fattori di inclinazione in condizioni drenate</u>									
Forza di scorrimento ultima della fondazione							18658	kN	
Fattore i_c							0.76	-	
Fattore i_γ							0.69	-	
Fattore i_q							0.77	-	
La fondazione soddisfa l'equilibrio alla traslazione									

Calcolo dei fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio) in condizioni drenate

Fattore g_c	1.00	-
Fattore g_γ	1.00	-
Fattore g_q	1.00	-

Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata) in condizioni drenate

Fattore b_c	1.00	-
Fattore b_γ	1.00	-
Fattore b_q	1.00	-

Calcolo dei fattori riduttivi z per effetti inerziali (Paolucci e Pecker)

Fattore z_c	0.98	-
Fattore z_γ	0.96	-
Fattore z_q	0.96	-

Calcolo della capacità portante in condizioni drenate e verifica

Contributo alla capacità portante della coesione	3077.11	kPa
Contributo alla capacità portante del sovraccarico	1069.65	kPa
Contributo alla capacità portante del peso di volume	298.87	kPa
Capacità portante ultima per carico verticale	4445.63	kPa
Contributo alla capacità portante della coesione	1432.37	kPa
Contributo alla capacità portante del sovraccarico	515.22	kPa
Contributo alla capacità portante del peso di volume	344.82	kPa
Capacità portante ultima per carico inclinato	2292.41	kPa
Capacità portante ammissibile	996.70	kPa
Carico limite	69597.81	kN
Verifica della capacità portante	Verifica Soddisfatta	
Coefficiente di sicurezza sul carico normale alla fondazione	2.44	-
Verifica del carico limite	Verifica Soddisfatta	