anas
GRUPPO FS ITALIANE

*Struttura Territoriale Veneto e Friuli Venezia Giulia*

*Area Gestione Rete Veneto*

# S.S. 51 "DI ALEMAGNA"

## Interventi di mitigazione del rischio idrogeologico S.S. 51 - Km 95+100

## A.Q. DG 84/21 LOTTO 13

Accordo quadro per "Servizi di progettazione definitiva ed esecutiva, relativi ad interventi di manutenzione straordinaria della sede stradale, per la durata di 1460 (millequattrocentosessanta) giorni"


PROGETTISTA:

R.T.I. : Studio Martini Ingegneria S.r.l. (Capogruppo)
SMQ Servizi e Controlli Tecnici S.r.l.
Studio Colleselli &Partners
ACS Ingegneri
DI.MO.RE S.r.l.
PARALLAB S.r.l.


VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO
*Ing. Fabrizio ZUDDAS*

PROTOCOLLO *CDG - 0840790* DATA *30/09/2025*

# PROGETTO STRUTTURALE

## Relazione di calcolo


PROGETTISTA E DIRETTORE TECNICO PER STUDIO MARTINI INGEGNERIA S.R.L.

*Ing. Antonio MARTINI*


| CODICE PROGETTO | | | NOME FILE | REVISIONE |
|---|---|---|---|---|
| PROGETTO | LIV. PROG. | N. PROG. | T00VI00STRRE02A_Relazione_calcolo | |
| - - - - - - | - | - - - - | CODICE ELAB. T00VI00STRRE02A | A |

| REV. | DESCRIZIONE | DATA | REDATTO | VERIFICATO | APPROVATO |
|---|---|---|---|---|---|
| D | | | | | |
| C | | | | | |
| B | | | | | |
| A | PRIMA EMISSIONE | 18/03/2026 | FB | AM | AM |

# Indice

**1. PREMESSA ..... 5**

**2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE ..... 6**

**3. DESCRIZIONE DELL'OPERA ..... 7**

3.1. INQUADRAMENTO ..... 7

*3.1.1. Criteri di progettazione ..... 9*

*3.1.3. Sezione tipica del ponte provvisorio ..... 12*

*3.1.4. Sottostrutture - Pile ..... 13*

*3.1.5. Sottostrutture – Spalle ..... 16*

**4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO ..... 18**

**5. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO ..... 19**

**6. METODO DI CALCOLO ED ANALISI ..... 19**

**7. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO ..... 20**

7.1. SAP2000 E VIS ..... 20

**7.2. CRITERI ADOTTATI PER L'ANALISI STRUTTURALE** ..... 21

7.3. SOFTWARE VERIFICHE SEZIONALI ..... 22

7.4. ELABORAZIONE DATI ..... 22

**7.5. GIUDIZIO SULL'ELABORAZIONE E SULL'ATTENDIBILITÀ DEI RISULTATI** ..... 22

**8. STRATIGRAFIA DI CALCOLO ..... 22**

**9. MATERIALI ..... 23**

9.1. CALCESTRUZZO C32/40 PER PILE E SPALLE ..... 23

9.2. CALCESTRUZZO C25/30 PER PALI DI FONDAZIONE ..... 26

**10. ANALISI DI CARICHI ..... 28**

10.1. AZIONI PERMANENTI ..... 28

*10.1.1. Permanenti strutturali ..... 28*

*10.1.2. Permanenti non strutturali ..... 28*

*10.1.3. Spinta delle terre ..... 28*

10.2. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO ..... 29

*10.2.1. Azioni verticali ..... 29*

*10.2.2. Carico su rilevato ..... 30*

*10.2.3. Frenamento ..... 30*

10.3. RESISTENZA PASSIVA DEI VINCOLI ..... 30

10.4. CARICO DA VENTO SECONDO UNI EN 1991-1-4 ..... 31
*10.4.1. Velocità di base del vento ..... 32*
*10.4.2. Velocità media del vento ..... 32*
*10.4.3. Turbolenza del vento ..... 34*
*10.4.4. Valore di picco della pressione ..... 34*
*10.4.5. Calcolo del coefficiente di esposizione per l'impalcato ..... 35*
*10.4.6. Calcolo del coefficiente di forza per l'impalcato (PONTI §8 UNI EN 1991-1-4) ..... 36*
*10.4.7. Calcolo dell'azione del vento agente sull'impalcato ..... 39*
*10.4.8. Calcolo coefficiente di forza ( Elementi Strutturali con sezioni rettangolari §7.6 EN 1991-1-4 ) ..... 40*
*10.4.9. Calcolo dell'azione del vento agente su pila ..... 42*
10.5. VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA ..... 45
10.6. CARICO ECCEZIONALE DA COLATA DETRITICA (CNR DT214/2018) ..... 49

**11. STATI LIMITE E COMBINAZIONE DELLE AZIONI ..... 51**

11.1. GRUPPI DI AZIONI ..... 51
11.2. VALORI CARATTERISTICI ..... 51
11.3. STATO LIMITE ULTIMO (SLU) ..... 52
11.4. STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) ..... 52
11.5. COMBINAZIONE SISMICA ..... 52

**12. CALCOLO SOLLECITAZIONE IN SOMMITÀ DI SPALLE E PILE ..... 53**

12.1. SOLLECITAZIONI IN SOMMITÀ PILA 1 & 2 ..... 53
*12.1.1. Azioni caratteristiche risultanti in sommità del pulvino ..... 58*
*12.1.2. Azioni nella combinazione di carico SLU in sommità della pila ..... 59*
*12.1.3. Azioni nella combinazione di carico SLE_Rara in sommità della pila ..... 59*
*12.1.4. Azioni nella combinazione di carico SLE_Freq_2a in sommità della pila ..... 60*
*12.1.5. Azioni nella combinazione di carico SLE_Quasi perm. in sommità della pila ..... 60*
*12.1.6. Azioni nella combinazione di carico SLV in sommità della pila ..... 61*
12.1. SOLLECITAZIONI IN SOMMITÀ SPALLE ..... 61
*12.1.1. Azioni caratteristiche risultanti della spalla ..... 69*
*12.1.2. Azioni nella combinazione di carico SLU in sommità della spalla ..... 70*
*12.1.3. Azioni nella combinazione di carico SLE_RARA in sommità della spalla ..... 70*
*12.1.4. Azioni nella combinazione di carico SLE_FREQ_2a in sommità della spalla ..... 71*
*12.1.5. Azioni nella combinazione di carico SLE_Quasi Perm. in sommità della spalla ..... 71*
*12.1.6. Azioni nella combinazione di carico SLV in sommità della spalla ..... 72*

**13. VERIFICA DELLE PILE ..... 73**

13.1. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO ..... 73
13.2. INTERAZIONE PALO-TERRENO ..... 76

*13.2.1. Pali per Pila 1* ..... *80*
*13.2.2. Pali per Pila 2* ..... *82*
13.3. APPLICAZIONE DEI CARICHI ..... 84
13.4. SOLLECITAZIONI SU FUSTO PILA ..... 89
*13.4.1. SLU* ..... *89*
*13.4.2. SLV* ..... *92*
*13.4.3. ECC* ..... *95*
*13.4.4. SLE caratteristica* ..... *98*
*13.4.5. SLE frequente* ..... *101*
*13.4.6. SLE quasi permanente* ..... *104*
13.5. SOLLECITAZIONI SUI PALI ..... 107
*13.5.1. SLU* ..... *107*
*13.5.2. SLV* ..... *110*
*13.5.3. ECC* ..... *113*
*13.5.4. SLE caratteristica* ..... *116*
*13.5.5. SLE frequente* ..... *119*
*13.5.6. SLE quasi permanente* ..... *122*
*13.5.7. Riassunto sollecitazioni* ..... *124*
13.6. VERIFICHE FUSTI PILE ..... 125
*13.6.1. Verifiche sezione alla base pila 1* ..... *127*
*13.6.2. Verifiche sezione 2 pila 1* ..... *133*
*13.6.3. Verifiche sezione alla base pila 2* ..... *139*
*13.6.4. Verifiche sezione 2 pila 2* ..... *145*
*13.6.5. Verifica della platea* ..... *151*
**14. VERIFICA DELLE SPALLE ..... 153**
14.1. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO ..... 153
14.2. INTERAZIONE PALO-TERRENO ..... 155
*14.2.1. Pali per Spalla 1 e Spalla 2* ..... *159*
14.3. APPLICAZIONE DEI CARICHI ..... 161
14.4. VERIFICA DEL MURO FRONTALE ..... 165
*14.4.1. Diagrammi delle sollecitazioni* ..... *165*
*14.4.2. Verifiche nella sezione alla base del muro* ..... *170*
*14.4.3. Verifiche nella sezione 2* ..... *173*
14.5. VERIFICA DEL MURO ANDATORE ..... 175
*14.5.1. Diagrammi delle sollecitazioni* ..... *175*
*14.5.2. Verifiche nella sezione alla base del muro* ..... *180*
*14.5.3. Verifiche nella sezione 2* ..... *182*

*14.5.4. Verifiche nella sezione 3* ..... *184*
14.6. VERIFICA DEL PARAGHIAIA ..... 186
*14.6.1. Calcolo sollecitazioni* ..... *186*
*14.6.2. Verifica* ..... *186*
14.7. VERIFICA DELL'ORECCHIO ..... 188
*14.7.1. Diagrammi delle sollecitazioni* ..... *188*
*14.7.2. Verifica* ..... *193*
14.8. VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE ..... 195
*14.8.1. Diagrammi delle sollecitazioni* ..... *195*
*14.8.2. Verifica* ..... *202*
14.9. SOLLECITAZIONI SUI PALI ..... 204
*14.9.1. SLU* ..... *204*
*14.9.2. SLV* ..... *206*
*14.9.3. SLE caratteristica* ..... *208*
*14.9.4. SLE frequente* ..... *210*
*14.9.5. SLE quasi permanente* ..... *212*
*14.9.6. Riassunto sollecitazioni* ..... *213*
**15. VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE ..... 214**
15.1. PALI PER PILA 1 ..... 214
*15.1.1. Verifiche geotecniche* ..... *214*
*15.1.2. Verifiche strutturali* ..... *219*
15.2. PALI PER PILA 2 ..... 224
*15.2.1. Verifiche geotecniche* ..... *224*
*15.2.2. Verifiche strutturali* ..... *229*
15.3. PALI PER SPALLA 1 E SPALLA 2 ..... 234
*15.3.1. Verifiche geotecniche* ..... *234*
*15.3.2. Verifiche strutturali* ..... *239*
**16. VALIDAZIONE DEI RISULTATI ..... 244**

# 1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo fa riferimento alle opere strutturali del progetto PFTE/ESECUTIVO relativo all'intervento di "Interventi di mitigazione del rischio idrogeologico al km 95 +100 della SS 51"

Il progetto si inserisce nell'ambito dell'Accordo Quadro DG 84/21 Lotto 13, per l'affidamento dei "Servizi di progettazione definitiva ed esecutiva, relativi ad interventi di manutenzione straordinaria della sede stradale, per la durata di 1460 (millequattrocentosessanta) giorni" per la Struttura Territoriale ANAS S.p.A. del Veneto e Friuli-Venezia Giulia. - S.S. 51 di "Alemagna" – PIANO ACCESSIBILITA' CORTINA 2021.

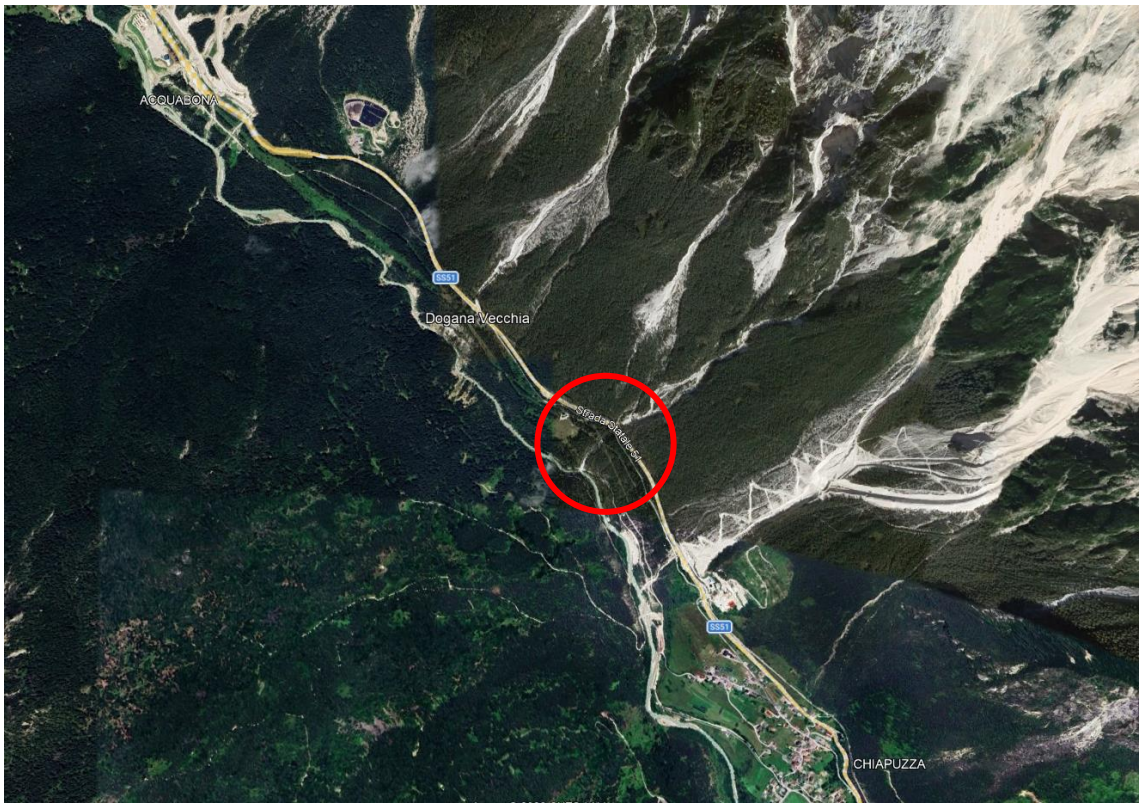



**Figura 1: Inquadramento su Ortofoto**

# 2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

La zona di intervento è situata in Comune di San Vito di Cadore, in loc. Ponte del Venco, lungo il tratto di strada Statale 51 “di Alemagna” che dal centro abitato di Chiapuzza sale verso Cortina d’Ampezzo. L’ambito si presenta compreso nell’area di scarico del compluvio denominato Ru del Venco. Tale area è caratterizzata dalla presenza di aree di accumulo di colate detritiche che si originano nelle parti alte del Ru del Venco e dalle propaggini meridionali della Croda Marcora. Al piede della parete rocciosa esistono tre compluvi principali, sede di debris flow, che confluiscono nella depressione morfologica del Ru del Venco. L’attraversamento della SS 51 avviene al Km 95+100.

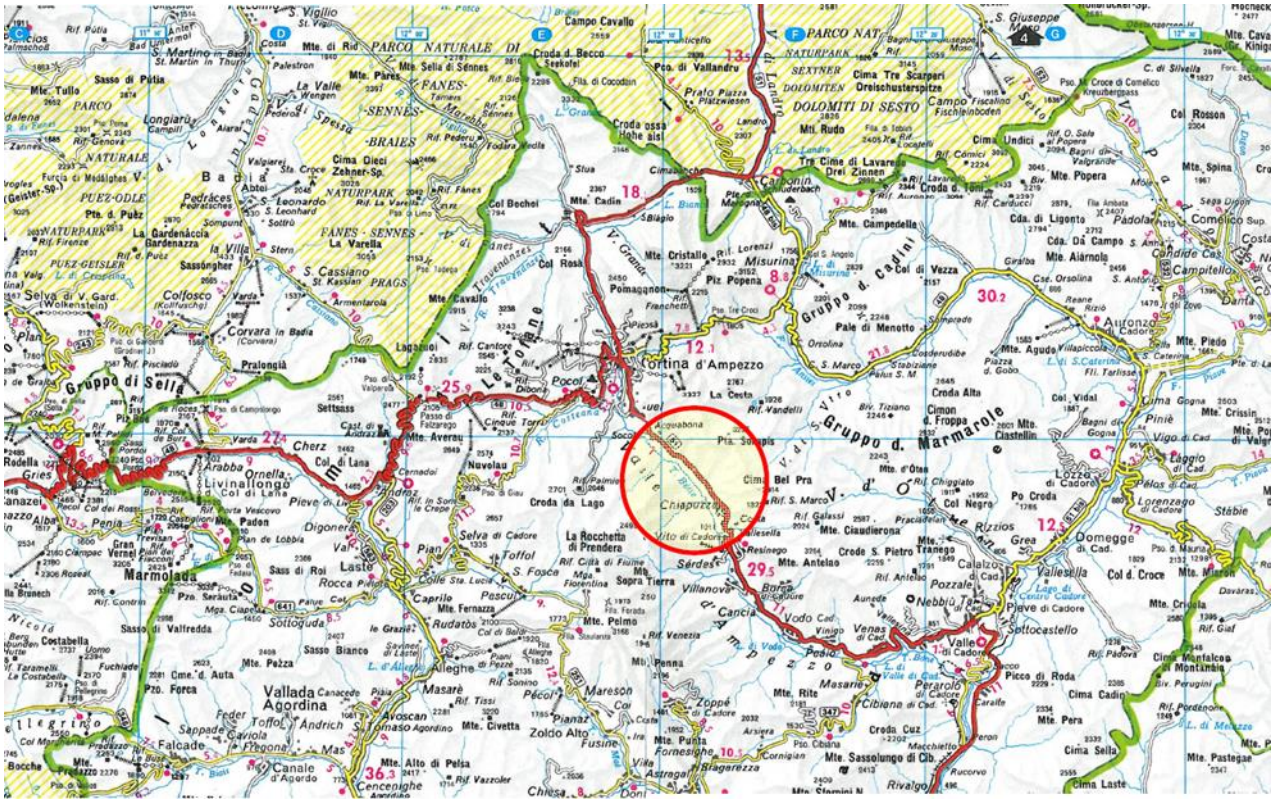



**Figura 2 Inquadramento territoriale della zona di intervento**

# 3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

## 3.1. Inquadramento

La nuova opera si colloca parallelamente alla SS "Alemagna" in corrispondenza dell'attraversamento stradale del Rio Venco (km 95+100) e dell'argine di contenimento precedentemente descritto ed identificato come "Vallo Tomo" (Comune di San Vito di Cadore, in loc. Ponte del Venco). Tutta l'opera si sviluppa lungo a valle rispetto al tracciato stradale esistente. Si riporta di seguito un estratto della planimetria generale.

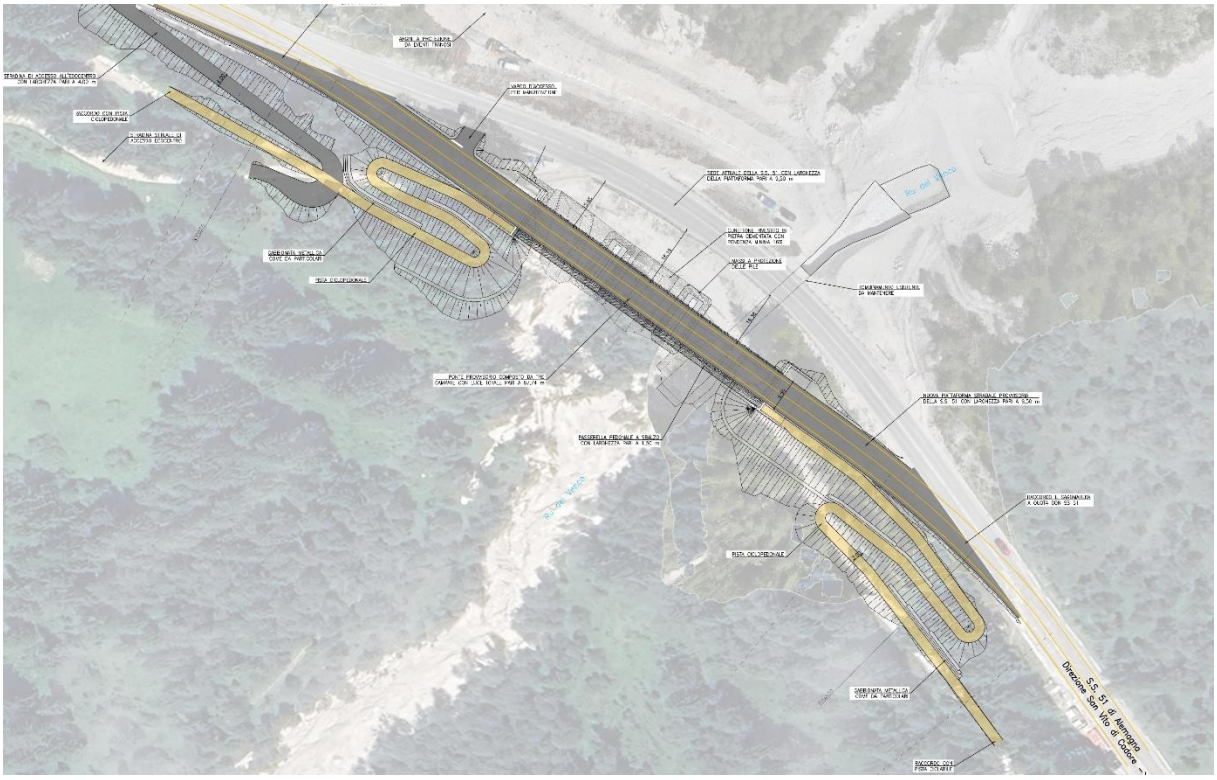



**Figura 3 Estratto planimetria di progetto**

**Figura 4 Estratto planimetria di progetto**

**Figura 5 Soluzione progettuale – Fotoinserimento**

### *3.1.1. Criteri di progettazione*

Il nuovo progetto proposto si integra all'interno dei recenti interventi descritti nei paragrafi precedenti volti alla **mitigazione del rischio di eventuali colate detritiche** che interesserebbero la SS51 e che vengono di seguito elencati:

- Adeguamento manufatto idraulico in località Ponte del Venco (km 95+100)
- Il potenziamento degli argini del canale 3 (Pegolera)
- Realizzazione del rilevato di contenimento – Rio Venco
- Realizzazione del Vallo Tomo di protezione SS51

Gli interventi sopra indicati sono finalizzati alla canalizzazione delle colate detritiche verso:

- il Rio Venco
- il bacino di accumulo delimitato dal Vallo Tomo.

e a migliorare il deflusso della frazione liquida.

Il Vallo Tomo a sua volta assolve anche la funzione di argine di protezione per la SS51 Alemagna.

La nuova opera è finalizzata a mitigare gli effetti del passaggio di una colata detritica sopra il sedime stradale della SS51 prevista canalizzata in corrispondenza nel manufatto idraulico al km 95 +100.

La nuova opera non si sostituisce al rilevato di protezione "Vallo Tomo" la cui funzione di argine alla colata detritica è imprescindibile per l'efficacia della nuova opera. La funzionalità del Vallo Tomo e del bacino di accumulo a tergo, quindi, devono essere sempre garantite attraverso le manutenzioni periodiche ordinarie e straordinarie.

### *3.1.2. Caratteristiche tecniche dell'Intervento*

Il progetto prevede la realizzazione di un ponte con tipologia costruttiva definita come **provvisoria** ( Tab. 2.4.1 NTC 2018) costituito da n°3 campate di lunghezza rispettivamente ( direzione San Vito verso Cortina) 33m, 27m e 27m e di lunghezza complessiva 87,74 metri. Le tre campate sono sostenute da due pile centrali e due spalle laterali.

Di seguito si riportano rispettivamente planimetria e prospetto delle tre campate del ponte.

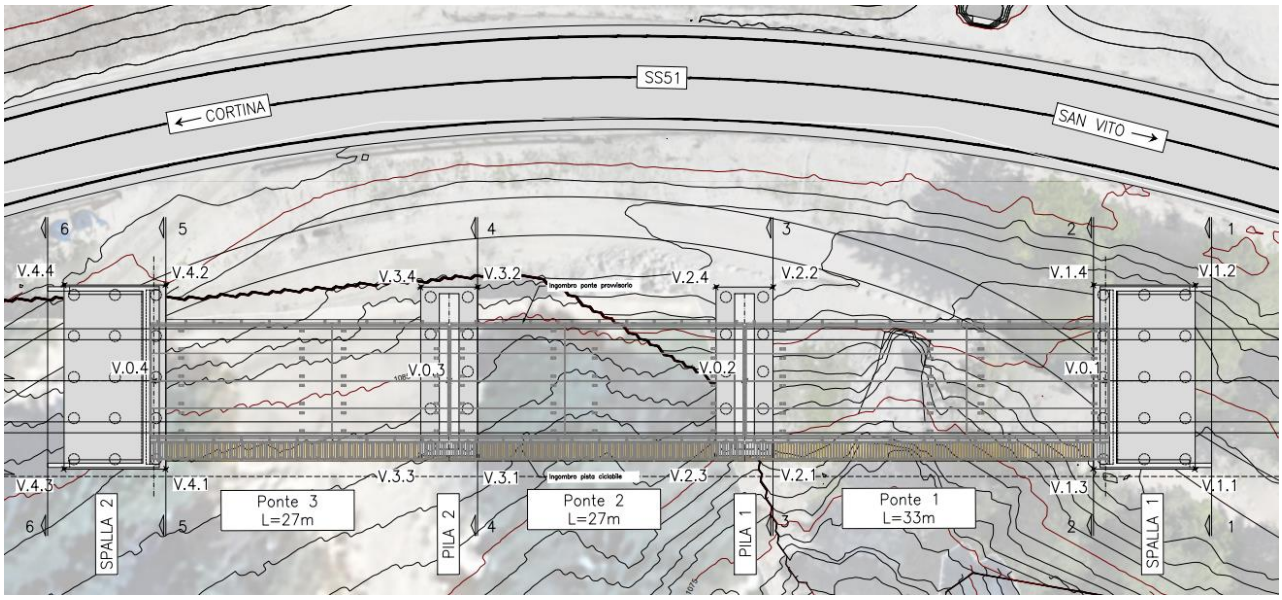



**Figura 6 Planimetria ponte provvisorio**

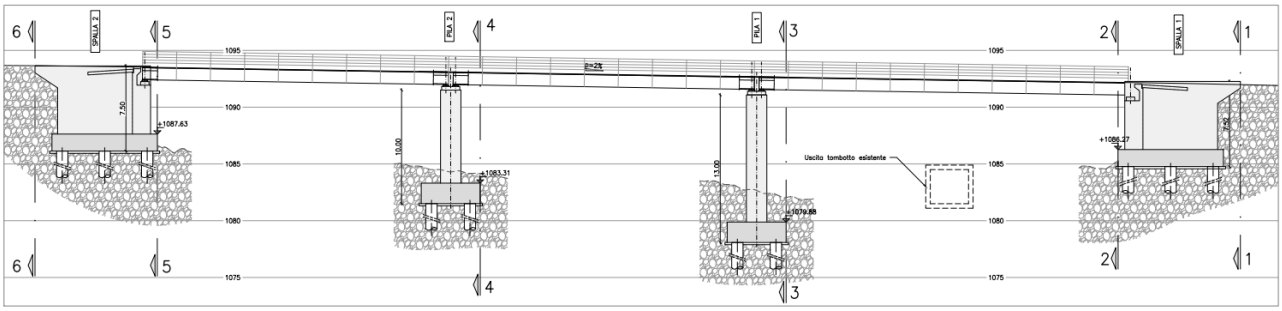


**Figura 7 Prospetto ponte provvisorio**

L'opera si colloca parallelamente alla SS51 nel versante di valle. La larghezza netta interna della sezione stradale dell'impalcato è compatibile con una strada extra-urbana secondaria di tipo C2 e pari a 9.5 metri. La portata degli impalcati è idonea al transito di mezzi pesanti, secondo Codice della Strada (Mezzi da 44t ).

L'attuale pista ciclabile, interrotta dalla nuova opera, viene ripristinata inserendo a lato dell'impalcato una **passerella pedonale** di larghezza 1.5 m collegata da rampe posizionate a lato delle spalle. Di seguito un estratto con rappresentazione in pianta della passerella pedonale e delle relative rampe di accesso.

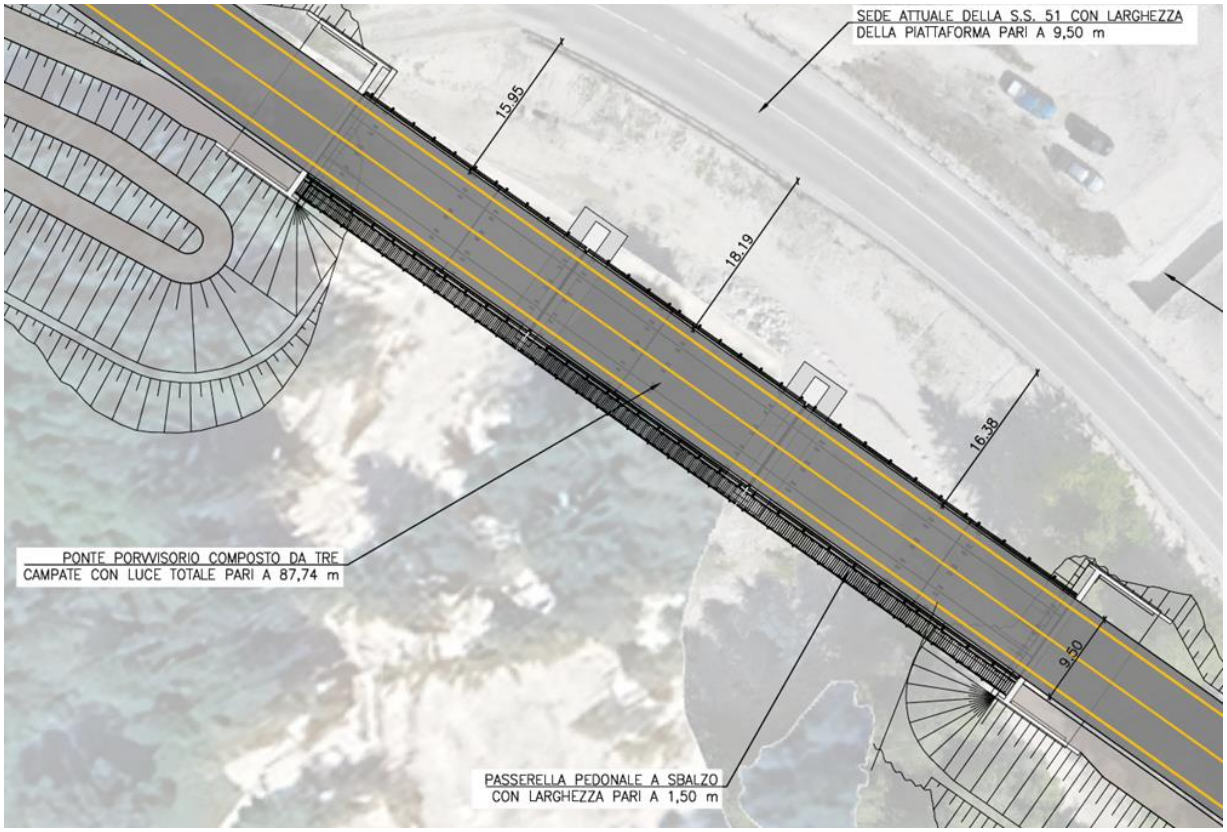



**Figura 8 Disposizione passerella pedonale a lato ponte con rampe di accesso**

### *3.1.3. Sezione tipica del ponte provvisorio*

Il progetto non si basa su un ponte provvisorio già definito. In fase di progettazione si considera una tipologia di possibile impalcato provvisorio e sulla base di questo, con opportune maggiorazioni dettagliate nei successi paragrafi, si determinano le sollecitazioni su pile e spalle.

Di seguito due tipologie di sezione relative al ponte provvisorio.

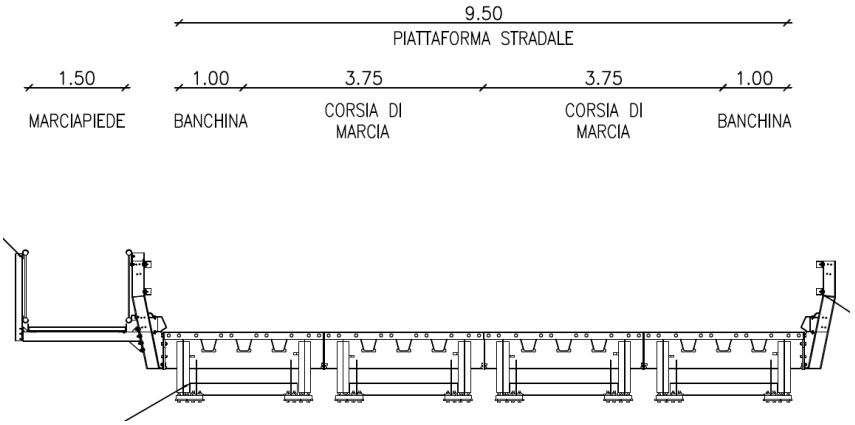



**Figura 9 Tipologico sezione di impalcato - Ponte provvisorio**

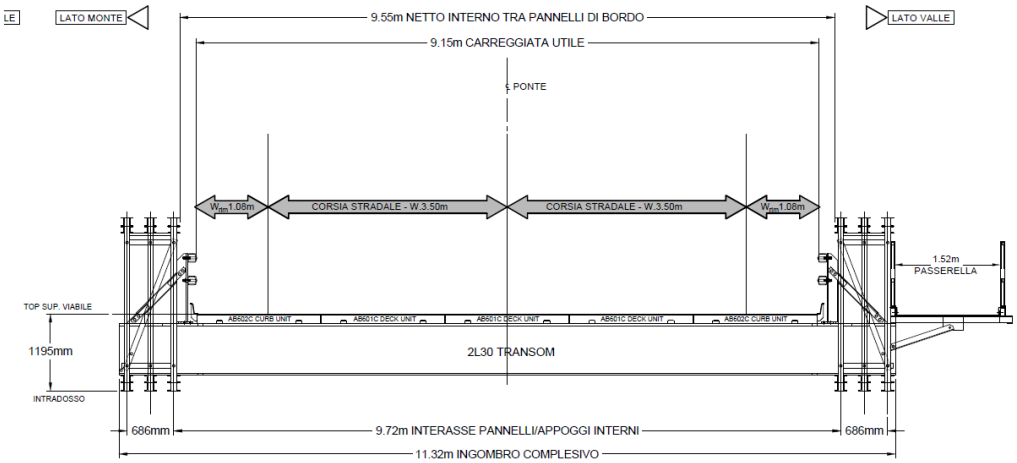



**Figura 10 Tipologico sezione di impalcato - Ponte provvisorio**

### *3.1.4. Sottostrutture - Pile*

Il ponte provvisorio presene due pile centrali di altezza variabile e due spalle.

Si seguito si riportano due sezioni trasversali che mostrano la disposizione delle pile rispetto al profilo del terreno e al ciglio della strada SS51

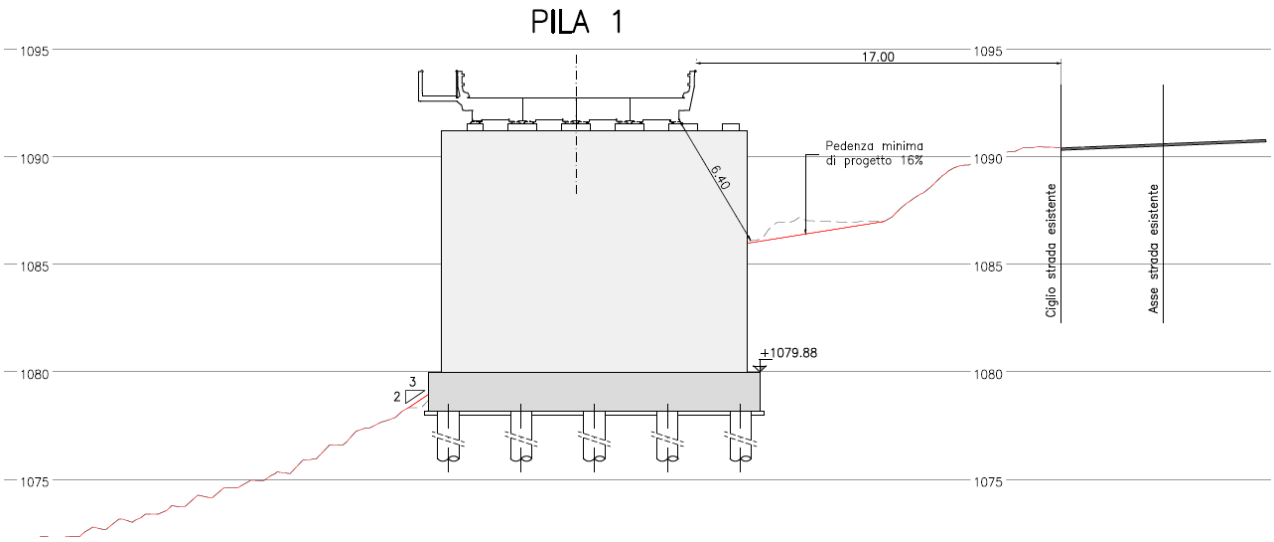



**Figura 11 Pila 1 - Sezione trasversale**

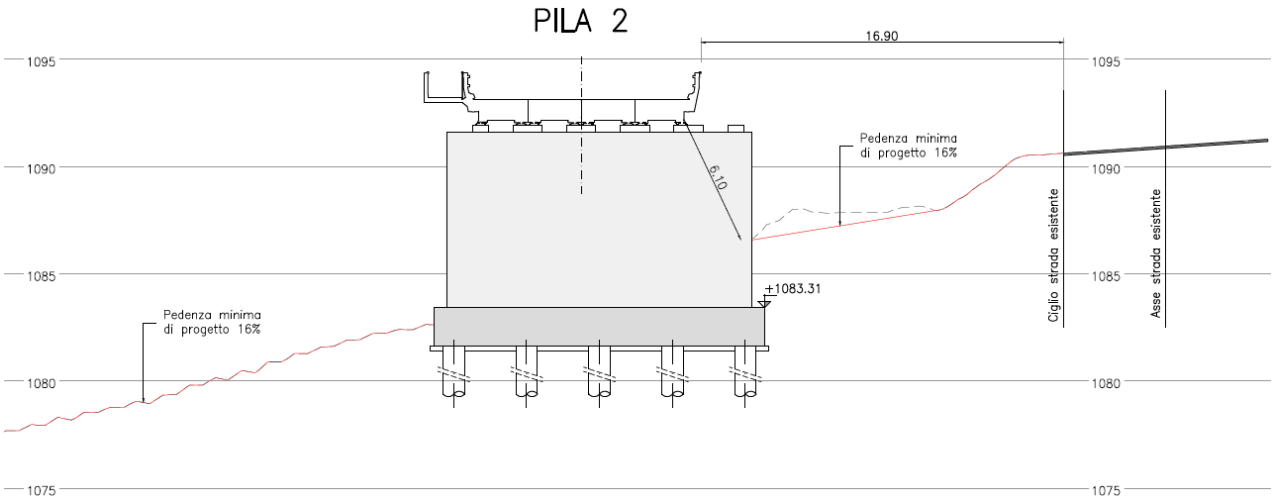



**Figura 12 Pila 2 - Sezione trasversale**

Di seguito le caratteristiche geometriche delle carpenterie relative alle pile 1 e 2.

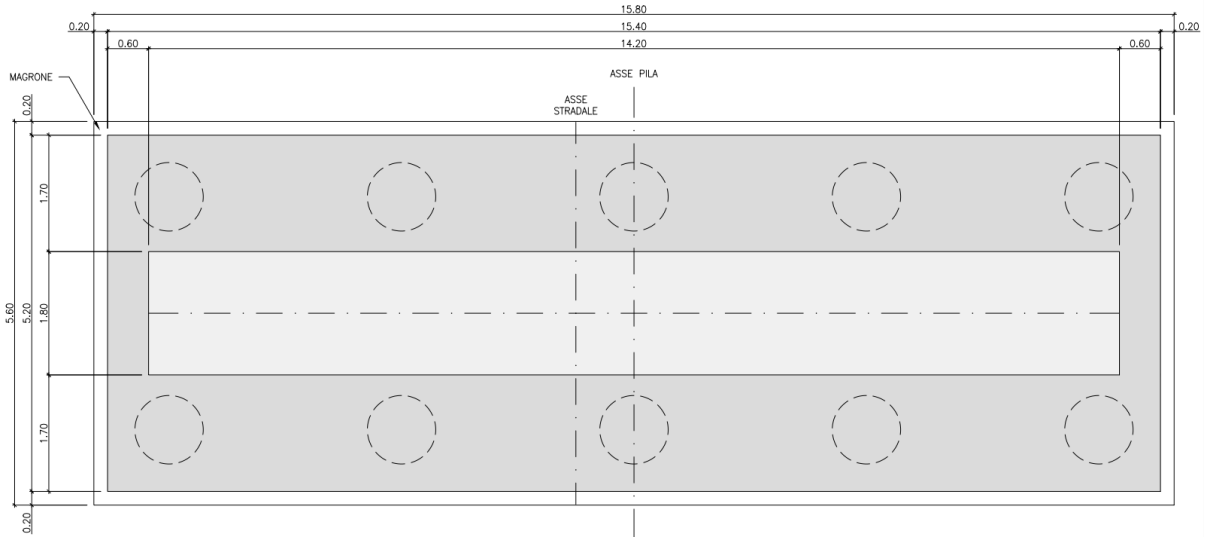



**Figura 13 Pinta Pila 1 e 2**

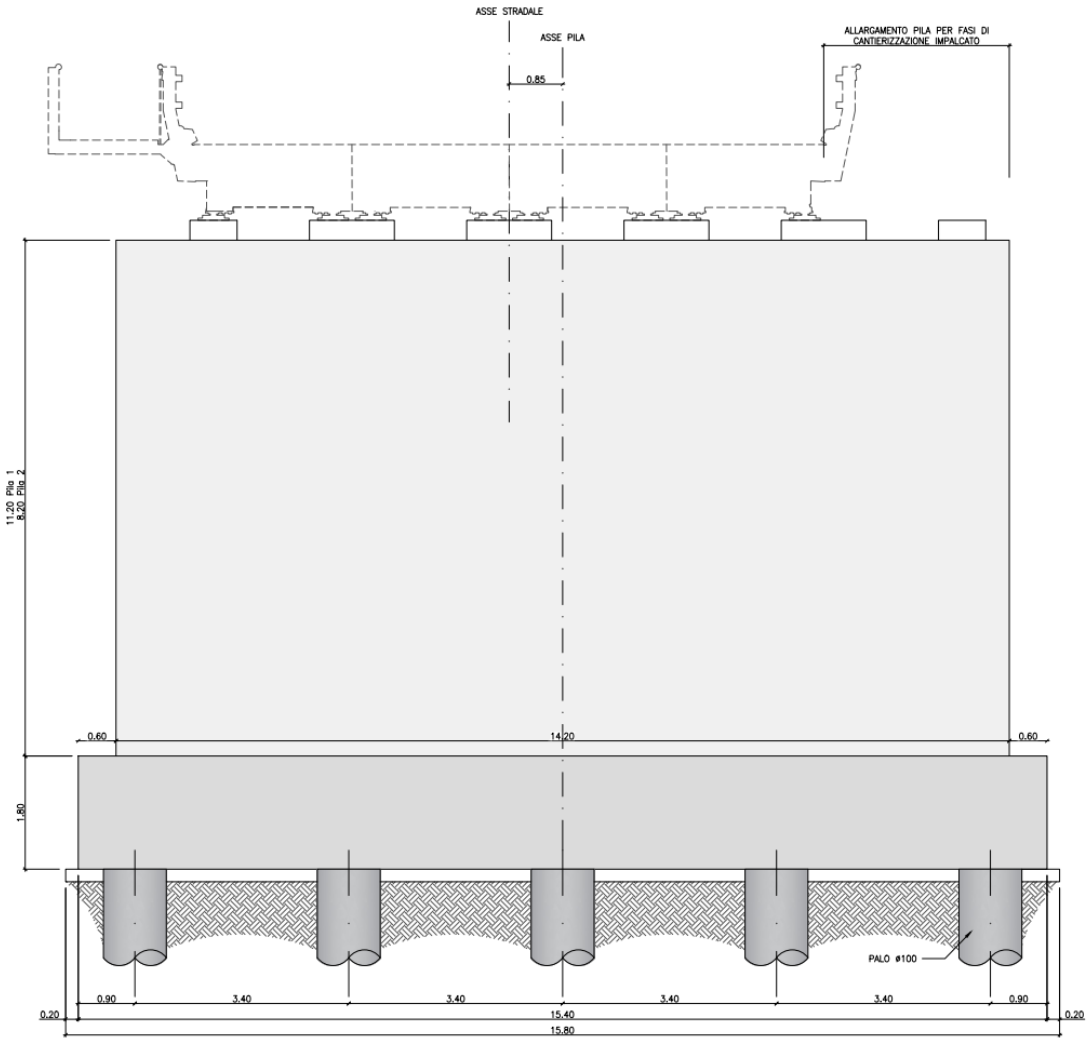



**Figura 14 Sezione Trasversale Pila 1 e 2**

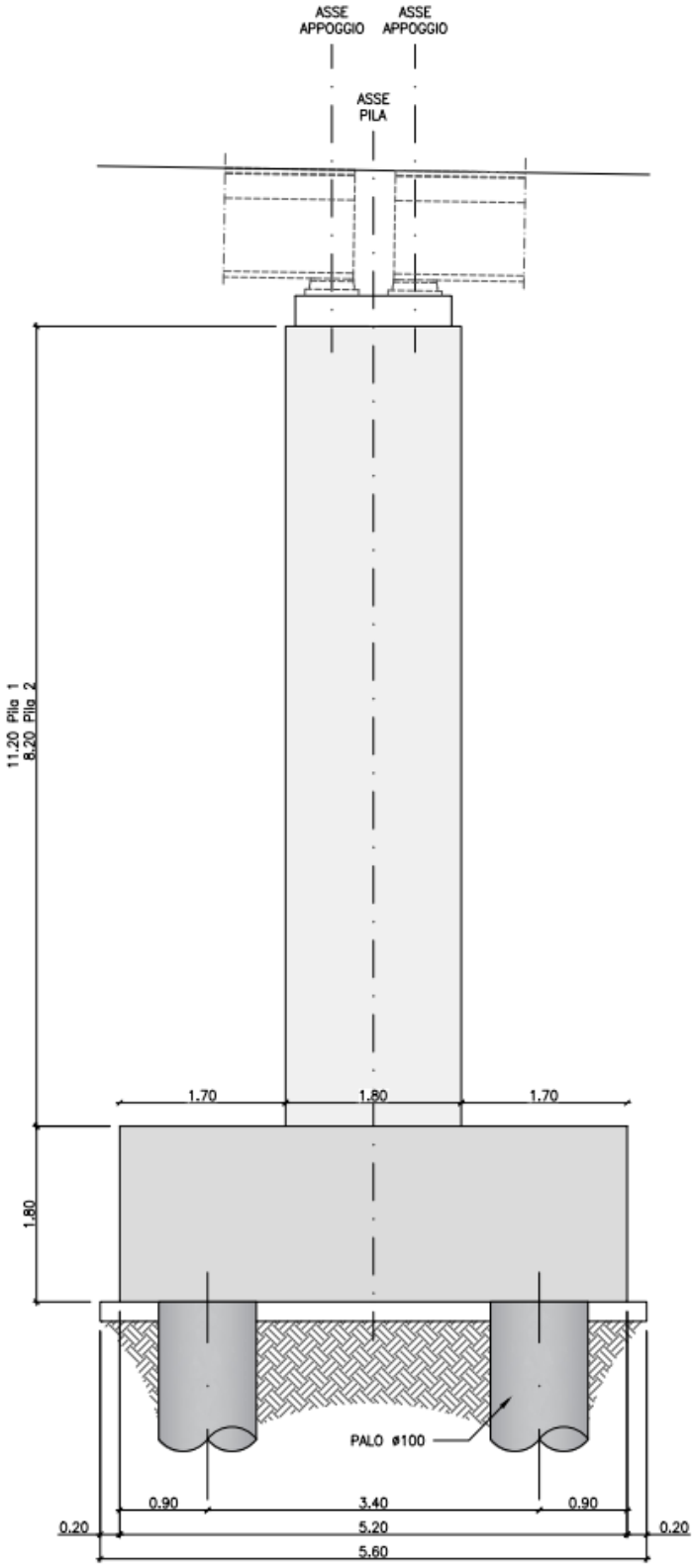



**Figura 15 Sezione longitudinale Pila 1 e 2**

### *3.1.5. Sottostrutture – Spalle*

Si ripotano di seguito le caratteristiche geometriche relative alle spalle del ponte provvisorio. Le due spalle (Lato San Vito e lato Cortina ) hanno la stessa geometria.

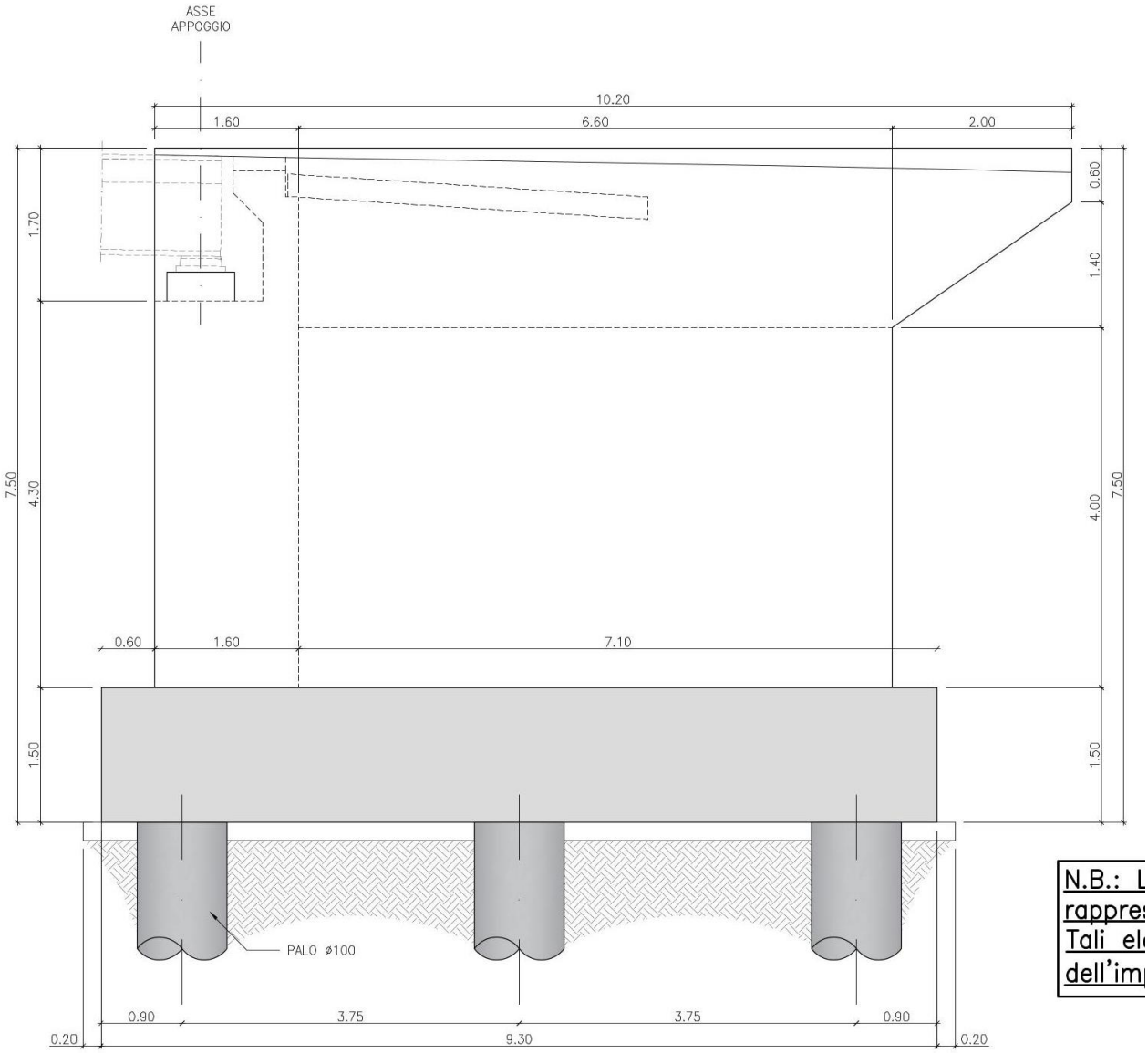



**Figura 16 Sezione longitudinale Carpenterie Spalle**

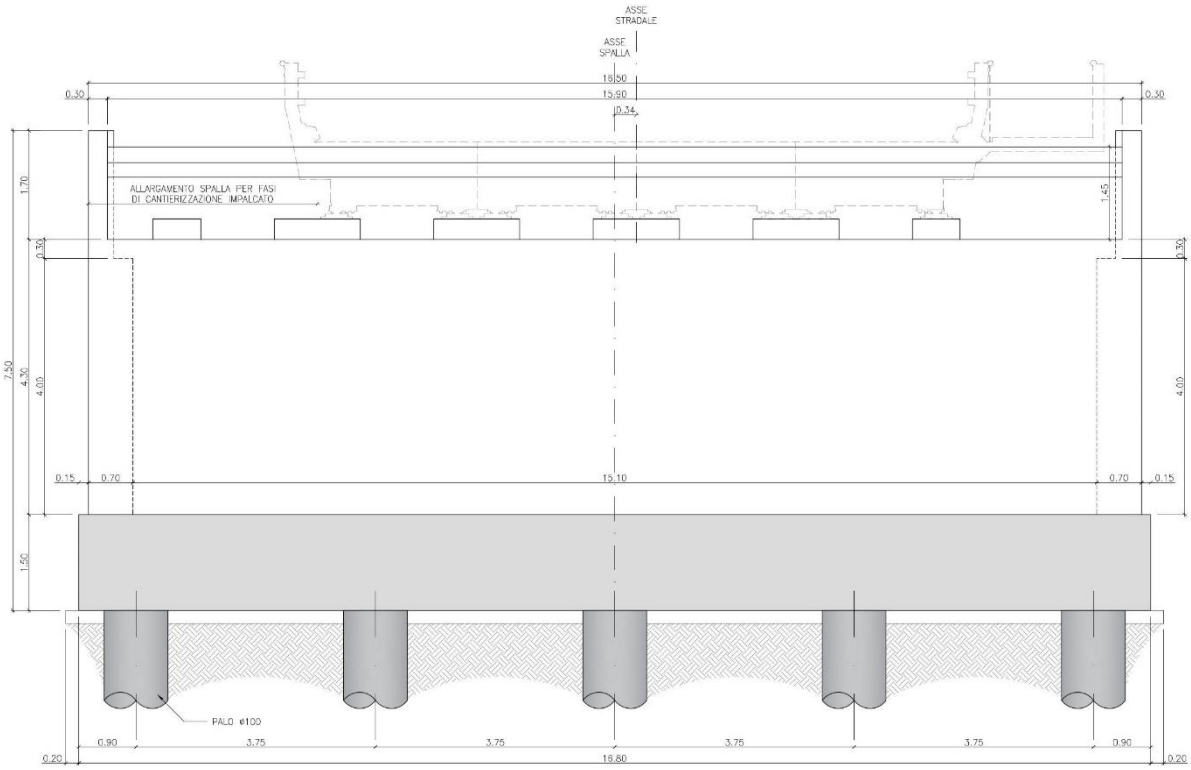



**Figura 17 Pianta carpenterie spalle**

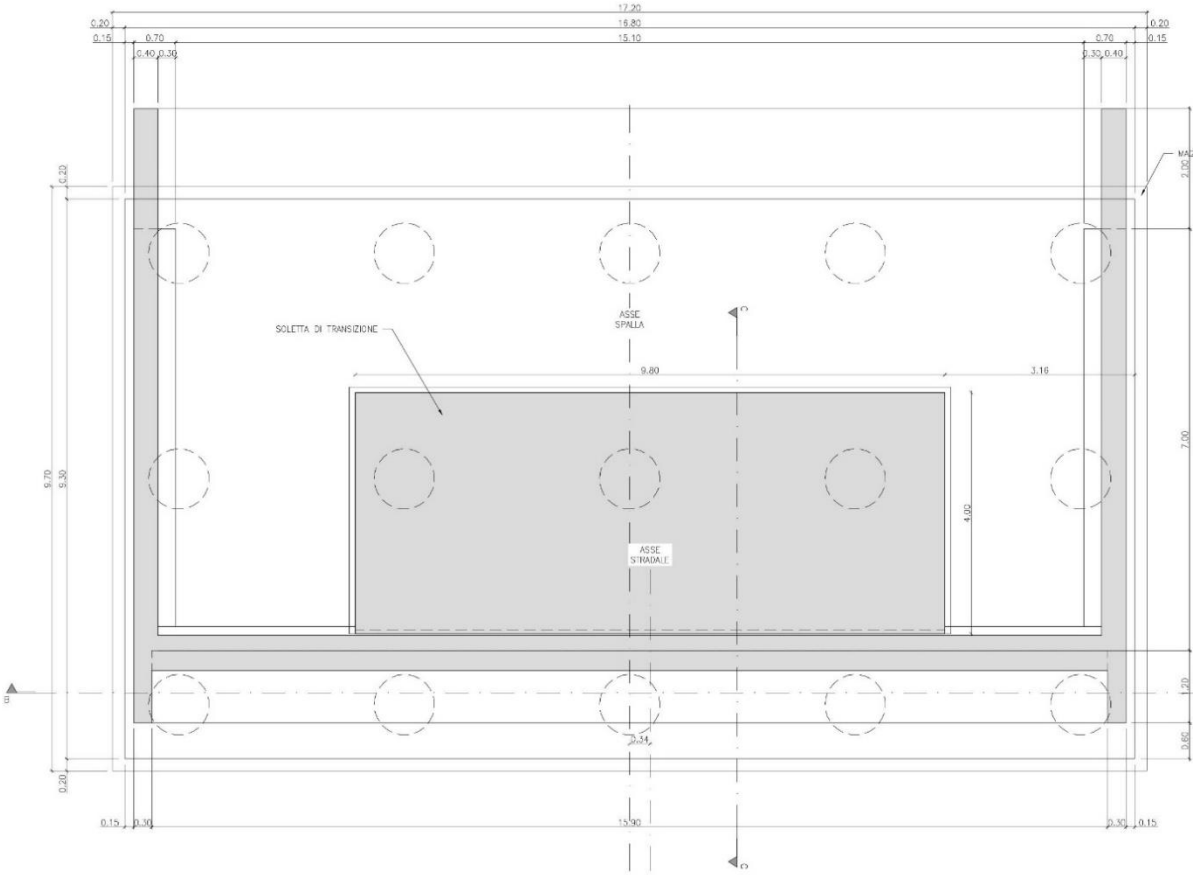



**Figura 18 Sezione Trasversale Carpenterie Spalla**

# 4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le strutture saranno progettate in osservanza ai seguenti documenti:

- *Norme Tecniche per le costruzioni – D.M. 17 Gennaio 2018*
- *Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n° 7 del 21.01.2019: "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche sulle costruzioni di cui la D.M. 17.01.2018".*
- *UNI EN 1992-1-1:2024 – "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici, ponti e strutture di ingegneria "*
- *UNI EN 206-1:2016 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".*
- *UNI 11104:2016"Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206".*
- *UNI EN 1991-1-4:2010: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: azioni in generale – Azioni del vento*
- *CNR-DT 207/2018 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*
- *CNR-DT 214/2018 – Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni*
- *"Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti" – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Allegate al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.54/2022, espresso in modalità "agile" a distanza dall'Assemblea Generale in data 10.06.2022.*
- *"Ponti, Viadotto e cavalcavia - Specifica Tecnica per la redazione delle Verifiche Accurate di sicurezza di Livello 4 (ST-VAL4)" emessa da Autostrade per l'Italia a Gennaio 2022.*
- *"Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera" – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Documento licenziato positivamente con Parere 80/2016 in data 30.03.2017.*

# 5. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Il presente documento fa riferimento ai seguenti elaborati grafici.

| | | |
|---|---|---|
| *30* | T 0 0 V I 0 0 S T R P P 0 1 A | *Planimetria e profilo longitudinale* |
| *31* | T 0 0 V I 0 0 S T R S Z 0 1 A | *Sezioni trasversali* |
| *32* | T 0 0 V I 0 0 S T R C P 0 1 A | *Carpenteria spalla 1* |
| *33* | T 0 0 V I 0 0 S T R C P 0 2 A | *Carpenteria spalla 2* |
| *34* | T 0 0 V I 0 0 S T R C P 0 3 A | *Carpenteria pile* |
| *35* | T 0 0 V I 0 0 S T R A R 0 1 A | *Armatura spalle (1 di 2)* |
| *36* | T 0 0 V I 0 0 S T R A R 0 2 A | *Armatura spalle (2 di 2)* |
| *37* | T 0 0 V I 0 0 S T R A R 0 3 A | *Armatura pila 1* |
| *38* | T 0 0 V I 0 0 S T R A R 0 4 A | *Armatura pila 2* |
| *39* | T 0 0 V I 0 0 S T R A R 0 4 A | *Armatura pali di fondazione* |
| *40* | T 0 0 V I 0 0 S T R P E 0 1 A | *Varo impalcato* |
| *41* | T 0 0 V I 0 0 S T R P P 0 2 A | *Planimetria e sezioni sterri e riporti e opere provvisionali* |

# 6. METODO DI CALCOLO ED ANALISI

La sicurezza e le prestazioni dell'opera vengono qui valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

La struttura sarà verificata:

- Per gli Stati Limite Ultimi (SLU) che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- Per gli Stati Limite di esercizio (SLE) definiti in relazione alle prestazioni attese.

Per la valutazione della sicurezza della struttura saranno adottati criteri probabilistici scientificamente comprovati (Metodo semiprobabilistico agli Stati Limite), basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi. La sicurezza strutturale sarà verificata mediante il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

$$Rd \geq Ed$$

Il metodo di analisi di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi dinamica lineare". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto.

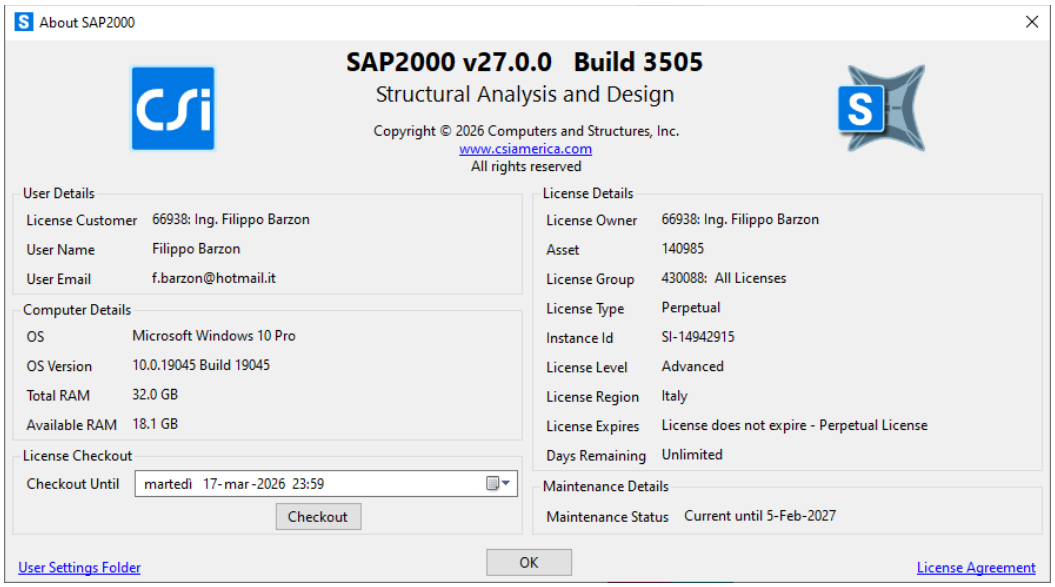
# 7. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

La presente relazione di calcolo delle strutture segue le indicazioni fornite dal par. 10.2 del DM 14/01/2018 per quanto concerne analisi e verifiche svolte con ausilio di codici di calcolo. In particolare si è fatto uso sia del software SAP2000, unitamente al tool VIS, di cui si riportano nel seguito gli estremi della licenza e il giudizio di accettabilità dei risultati.

## 7.1. Sap2000 e VIS

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche del codice di calcolo utilizzato riportandone titolo, produttore e distributore, versione e estremi della licenza d'uso.

| Origine e caratteristiche del codice di calcolo | |
|---|---|
| Titolo: | SAP2000 |
| Versione: | V27.0.0 |
| Produttore: | CSI – Computers and Structures, Inc |
| Distributore: | CSI Italia |
| Dati Utente Finale: | Ing. Filippo Barzon |
| Codice Licenca: | Vedere riferimenti sotto riportati |



Informazioni

| | |
|---|---|
| **Programma** | VIS 19.0.3 |
| **Descrizione** | Applicazione per la verifica di sezioni in CA |
| **Copyright** | Copyright © CSI Italia S.R.L. 2003-2026 |
| **Versione assembly principale** | 19.0.9530.29358 |
| **Versione DiagramControl** | 1.0.9530.29355 |
| **Tipo licenza** | Normale |
| **Scadenza** | 09/02/2028 |
| **Giorni rimasti** | 701 |
| **Manutenzione** | 05/02/2027 |
| **Locking code** | HASP-HL-267500256 |
| **Licenziatario** | ING. FILIPPO BARZON |

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione fornita dal produttore e distributore contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi di impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati. La società produttrice del software ha verificato l'affidabilità del proprio codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. È possibile reperire la documentazione consultando la cartella "Verification" che fa parte integrante del software stesso.

## 7.2. Criteri adottati per l'analisi strutturale

Di seguito si indicano il tipo di analisi strutturale condotta (statica, dinamica, lineare, non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica delle sezioni.

| | |
|---|---|
| **Tipo di analisi per carichi statici:** | statica lineare; |
| **Tipo di analisi per carichi dinamici (sisma):** | lineare dinamica; |
| **Metodo per l'analisi strutturale:** | metodo degli elementi finiti (FEM); |
| **Progetto–verifica degli elementi:** | NTC 2018; |
| **Norma applicata per l'azione sismica:** | NTC 2018. |

### 7.3. Software verifiche sezionali

Le verifiche delle membrature vengono eseguite mediante l'utilizzo del software V.C.A SLU versione 7.7-30 Agosto 2011.

### 7.4. Elaborazione dati

Per l'elaborazione dei dati input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici *Microsoft Office Excel 2019.*

### 7.5. Giudizio sull'elaborazione e sull'attendibilità dei risultati

Il programma SAP2000 prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Inoltre, al termine dell'analisi, un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni eccessive. Verificato il buon esito di detti controlli si può affermare che il calcolo automatico ha avuto buon esito, ed è risultato completo e congruo. Oltre alla verifica dei dati di input, i risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli al fine di comprovarne l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Tali calcoli hanno riguardato verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, ecc.

## 8. STRATIGRAFIA DI CALCOLO

In accordo con quanto riportato in Relazione Geotecnica si considera la sostanziale uniformità litologica riscontrata dal sondaggio e per le analisi contenute in questo documento si adotta la parametrizzazione seguente:

- Peso di volume $\gamma$ = 19 kN/m$^3$
- Angolo di attrito interno $\Phi$ = 34 °
- Modulo di Young E = 30 MPa

La falda viene considerata alla profondità di circa 12,50 m dal piano campagna.

# 9. MATERIALI

## 9.1. Calcestruzzo C32/40 per pile e spalle

Classe ..... C32/40

Resistenza cubica caratteristica ..... $R_{ck} = 40\ MPa$

Resistenza cilindrica caratteristica ..... $f_{ck} = 0.83 \cdot 40\ Mpa = 33.2\ MPa$

Resistenza cilindrica media ..... $f_{cm} = 33.2\ MPa + 8\ MPa = 41.2\ MPa$

Coefficiente di sicurezza ..... $\gamma_c = 1.5$

Coefficiente per carichi di lunga durata ..... $\alpha_{cc} = 0.85$

Resistenza cilindrica di progetto ..... $f_{cd} = \frac{0.85 \cdot 33.2\ MPa}{1.5} = 18.81\ MPa$

Modulo di Young ..... $E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{41.2}{10}\right)^{0.3} = 33642\ MPa$

Modulo di Poisson ..... $\nu = 0.20$

Coefficiente di dilatazione termica ..... $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}\ °C^{-1}$

Classe di consistenza ..... $S5$

Dal prospetto 1 delle EN 206 del 2021 e la UNI 11104 del 2016:

La classe di esposizione per il rischio di corrosione indotta da carbonatazione è la XC4.

| Denominazione della classe | Descrizione dell'ambiente | Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione |
|---|---|---|
| 1 Assenza di rischio di corrosione o attacco | | |
| X0 | Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, o attacco chimico.<br>Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto. | Interno di edifici con umidità relativa molto bassa.<br>Calcestruzzo non armato all'interno di edifici.<br>Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva.<br>Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico. |
| 2 Corrosione indotta da carbonatazione<br>Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente. | | |
| XC1 | Asciutto o permanentemente bagnato | Interni di edifici con umidità relativa bassa.<br>Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua. |
| XC2 | Bagnato, raramente asciutto | Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni.<br>Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo. |
| XC3 | Umidità moderata | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta. |
| XC4 | Ciclicamente bagnato ed asciutto | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido.<br>Calcestruzzi a vista in ambienti urbani.<br>Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2. |

La classe di esposizione per la corrosione indotta da cloruri esclusi quelli dell'acqua di mare è XD1

| 3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare | | |
|---|---|---|
| XD1 | Umidità moderata | Superfici di calcestruzzo esposte a nebbia salina |
| XD2 | Bagnato, raramente asciutto | Piscine<br>Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri |
| XD3 | Ciclicamente bagnato ed asciutto | Parti di ponti esposte a spruzzi conte- nenti cloruri<br>Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi |

La classe di esposizione per attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti è la XF2

| 5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti *) | | |
|---|---|---|
| XF1 | Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante | Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo.<br>Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua. |
| XF2 | Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante | Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti. |
| XF3 | Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante | Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo. |
| XF4 | Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare | Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare. |

Con riferimento alla Tab. 4.1.III delle NTC18, con riferimento alle classi di esposizione assunte, corrispondono condizioni ambientali "Aggressive".

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

I requisiti sui copriferri minimi sono riportati nella circ. Min. LL.PP. 7 del 21/01/2019:

| | | | Barre da c.a. elementi a piastra | | barre da c.a. altri elementi | | cavi da c.a.p. elementi a piastra | | cavi da c.a.p. altri elementi | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_{min}$ | $C_o$ | ambiente | $C \geq C_o$ | $C_{min} \leq C < C_o$ | $C \geq C_o$ | $C_{min} \leq C < C_o$ | $C \geq C_o$ | $C_{min} \leq C < C_o$ | $C \geq C_o$ | $C_{min} \leq C < C_o$ |
| C25/30 | C35/45 | ordinario | 15 | 20 | 20 | 25 | 25 | 30 | 30 | 35 |
| C28/35 | C40/50 | aggressivo | 25 | **30** | 30 | 35 | 35 | 40 | 40 | 45 |
| C35/45 | C45/55 | molto ag. | 35 | 40 | 40 | 45 | 45 | 50 | 50 | 50 |

$$\Delta c_{dev} = 10\ mm$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30\ mm + 10\ mm = 40\ mm$$

Si assume un copriferro pari a 40 mm.

In ogni caso, sarà garantito il soddisfacimento della verifica sull'ampiezza delle fessure:

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

in cui i valori limite assumono il seguente valore:

- $w_1 = 0.2\ mm$
- $w_2 = 0.3\ mm$
- $w_3 = 0.4\ mm$

## 9.2. Calcestruzzo C25/30 per pali di fondazione

Classe ..... C25/30

Resistenza cubica caratteristica ..... $R_{ck} = 30\ MPa$

Resistenza cilindrica caratteristica ..... $f_{ck} = 25\ MPa$

Resistenza cilindrica media ..... $f_{cm} = 33\ MPa$

Coefficiente di sicurezza ..... $\gamma_c = 1.5$

Coefficiente per carichi di lunga durata ..... $\alpha_{cc} = 0.85$

Resistenza cilindrica di progetto ..... $f_{cd} = \frac{0.85 \cdot 25\ MPa}{1.5} = 14.17\ MPa$

Modulo di Young ..... $E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{33}{10}\right)^{0.3} = 31475\ MPa$

Modulo di Poisson ..... $\nu = 0.20$

Coefficiente di dilatazione termica ..... $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}\ °C^{-1}$

Classe di consistenza ..... $S5$

Dal prospetto 1 delle EN 206 del 2021 e la UNI 11104 del 2016, la classe di esposizione per il rischio di corrosione indotta da carbonatazione è la XC2.

| Denominazione della classe | Descrizione dell'ambiente | Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione |
|---|---|---|
| 1 Assenza di rischio di corrosione o attacco | | |
| X0 | Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, o attacco chimico.<br>Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto. | Interno di edifici con umidità relativa molto bassa.<br>Calcestruzzo non armato all'interno di edifici.<br>Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva.<br>Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico. |
| 2 Corrosione indotta da carbonatazione<br>Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente. | | |
| XC1 | Asciutto o permanentemente bagnato | Interni di edifici con umidità relativa bassa.<br>Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua. |
| XC2 | Bagnato, raramente asciutto | Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni.<br>Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo. |
| XC3 | Umidità moderata | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta. |
| XC4 | Ciclicamente bagnato ed asciutto | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido.<br>Calcestruzzi a vista in ambienti urbani.<br>Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2. |

Con riferimento alla Tab. 4.1.III delle NTC18, con riferimento alle classi di esposizione assunte, corrispondono condizioni ambientali "Ordinarie".

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

I requisiti sui copriferri minimi sono riportati nella circ. Min. LL.PP. 7 del 21/01/2019:

| | | | Barre da c.a. elementi a piastra | | barre da c.a. altri elementi | | cavi da c.a.p. elementi a piastra | | cavi da c.a.p. altri elementi | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_{min}$ | $C_o$ | ambiente | $C \geq C_o$ | $C_{min} \leq C < C_o$ | $C \geq C_o$ | $C_{min} \leq C < C_o$ | $C \geq C_o$ | $C_{min} \leq C < C_o$ | $C \geq C_o$ | $C_{min} \leq C < C_o$ |
| C25/30 | C35/45 | ordinario | 15 | 20 | 20 | **25** | 25 | 30 | 30 | 35 |
| C28/35 | C40/50 | aggressivo | 25 | 30 | 30 | 35 | 35 | 40 | 40 | 45 |
| C35/45 | C45/55 | molto ag. | 35 | 40 | 40 | 45 | 45 | 50 | 50 | 50 |

$$\Delta c_{dev} = 10\ mm$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25\ mm + 10\ mm = 35\ mm$$

Si assume cautelativamente un copriferro pari a 75 mm.

In ogni caso, sarà garantito il soddisfacimento della verifica sull'ampiezza delle fessure:

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

in cui i valori limite assumono il seguente valore:

- $w_1 = 0.2\ mm$
- $w_2 = 0.3\ mm$
- $w_3 = 0.4\ mm$

# 10. ANALISI DI CARICHI

Di seguito si indicano le diverse tipologie di carichi che si assumono alla base del calcolo.

## 10.1. Azioni Permanenti

### *10.1.1. Permanenti strutturali*

Il peso dell'impalcato è stato ricavato da schede tecniche di impalcati di tipo "Bailey" o similari disponibili in commercio, applicando un fattore di sicurezza aggiuntivo del 20%.
Per pile e spalle, si considera un peso specifico $\gamma = 25\ kN/m^3$ per il calcestruzzo armato. Tale peso è applicato in maniera automatica dal software di calcolo.

### *10.1.2. Permanenti non strutturali*

Per quanto riguarda l'impalcato, i pesi permanenti non strutturali sono uniti ai pesi permanenti strutturali.
Non sono presenti ulteriori pesi permanenti non strutturali.

### *10.1.3. Spinta delle terre*

Al fine del calcolo delle spinte delle terre in condizioni statiche, si considera che il terreno di riempimento posto a tergo delle spalle sia caratterizzato da $\gamma_t = 19\ kN/m^3$ e $\phi = 35°$.
Considerando la spinta a riposo, si ottiene una pressione:

$$p(h) = \gamma_t \cdot k_0 \cdot h$$

Dove:

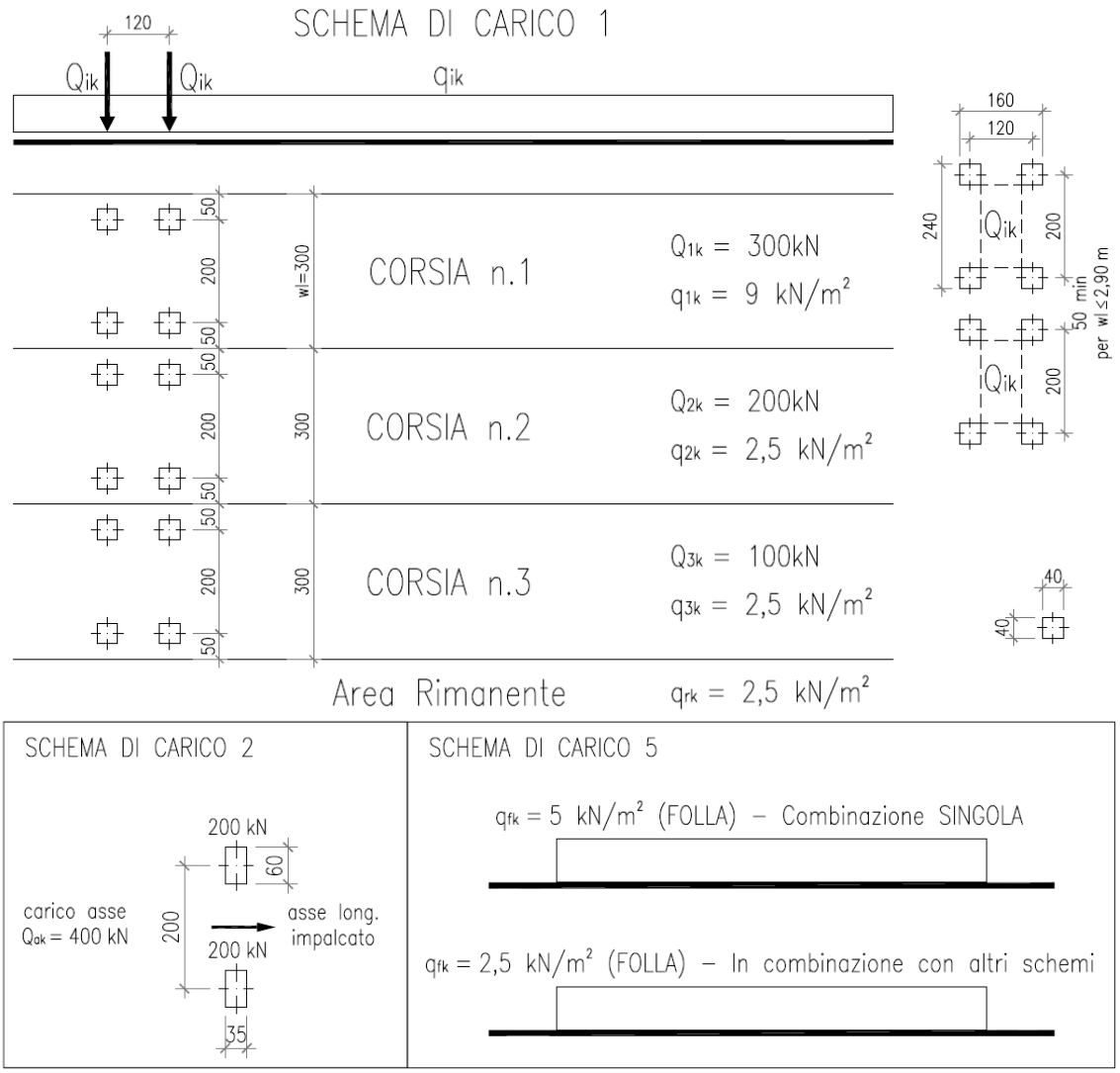
- $k_0 = 1 - sen(\phi) = 0.426$ è il coefficiente di spinta a riposo;
- $h$ è l'altezza del punto in cui si vuole calcolare la pressione del terreno;

## 10.2. Azioni variabili da traffico

### *10.2.1. Azioni verticali*

Benché l'impalcato sia progettato come "Transitabile ai mezzi pesanti (44ton)", le sottostrutture vengono dimensionate sulla base delle azioni variabili da traffico contenute al §5 delle NTC2018, riassunta nell'immagine seguente.

La scelta è motivata dal fatto che in questa fase l'impalcato non è ancora stato definito e l'approccio sopra indicato risulta essere a favore di sicurezza.




I carichi mobili così definiti sono comprensivi degli effetti dinamici.

Le stese dei carichi mobili sono poste trasversalmente sull'impalcato nelle condizioni più gravose, considerando una larghezza totale della carreggiata di 9.5 m.

### *10.2.2. Carico su rilevato*

Al fine del dimensionamento delle spalle, si considera al di sopra del terreno di fondazione un carico equivalente su area pari a $20\ kN/m^2$.

Si ottiene dunque una spinta orizzontale dovuta al sovraccarico pari a:

$$p_{traffico} = 20\ kN/m^2 \cdot k_0 = 8.53\ kN/m^2$$

### *10.2.3. Frenamento*

Si considera una forza di frenamento pari a:

$$q_3 = 0.6 \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

$$q_3 = 0.6 \cdot 2 \cdot 300\ kN + 0.10 \cdot 9\ kN/m^2 \cdot 3\ m \cdot 33\ m = 449.1\ kN$$

## 10.3. Resistenza passiva dei vincoli

Considerando le caratteristiche tecnologiche dei dispositivi di appoggio più comunemente utilizzati, si assume che le resistenze passive siano uguali al 30% delle azioni verticali scaricate su ogni apparecchio di appoggio a seguito dell'applicazione dei soli carichi permanenti.

## 10.4. Carico da vento secondo UNI EN 1991-1-4

L'intervento in oggetto si riferisce alla barriera integrata di altezza pari a 4.5 m e 4 m in corrispondenza dell'impalcato.

Secondo la specifica tecnica alla "Procedura per la progettazione strutturale relativa ai progetti di installazione della barriera integrata" è consentito l'utilizzo delle seguenti normativa: NTC18, EC1-4 e CNR-DT 207. In sezione 8 dell'Eurocodice al punto 8.1 (1) si dichiara che la trattazione ivi esposta è applicabile ai soli ponti costituiti da un singolo impalcato, mentre le CNR prevede una trattazione specifica dell'effetto del vento su impalcati affiancati (§G.11.2).

Il valore di base della velocità del vento viene calcolata in maniera conforme a quanto contenuto nel paragrafo 4.2 dell'EC1-4, con la seguente formula:

$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$

Dove:

- $v_b$ rappresenta la velocità di base del vento;
- $c_{dir}$ è il fattore direzionale al fine di tener conto delle varie direzioni di provenienza del vento, il valore raccomandato è 1,0;
- $c_{season}$ è il fattore di stagionalità, il valore raccomandato è 1,0;
- $v_{b,0}$ è il valore fondamentale della velocità di base, tale valore può essere definito così come disposto dall'appendice nazionale.

Il valore di $v_b$ così calcolato è riferito ad un tempo di ritorno di 50 anni. È possibile calcolare il valore della velocità base di riferimento per un tempo compreso tra 5 e 100 anni moltiplicando il valore calcolato precedentemente per $c_{prob}$, definito come:

$$c_{prob} = \left\{ \frac{1 - K * \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K * \ln[-\ln(0.98)]} \right\}^n$$

dove:

- $p$ è la probabilità di superamento, pari all'inverso del tempo di ritorno;
- $K$ e $n$ sono fattori specificati dall'appendice nazionale, pari rispettivamente a 0.2 e 0.5 per tempi di ritorno tra 5 e 50 anni e 0.138 e 1 per tempi di ritorno tra 50 e 100 anni.

### *10.4.1. Velocità di base del vento*

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche $v_{b,0}$ è data dall'espressione:

$$\begin{cases} v_{b,0} = \bar{v}_{b,0} & per\ a_s < a_0 \\ v_{b,0} = \bar{v}_{b,0} + k_a(a_s - a_0) & per\ a_0 \leq a_s \leq 1500\ m \end{cases}$$

dove $\bar{v}_{b,0}, k_a$ e $a_0$ sono definite dalla seguente tabella in funzione della zona ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $\bar{v}_{b,0}$ (m/s) | $a_0$ | $k_0$ (1/s) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della prov. di Trieste) | 25 | 1000 | 0.010 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0.015 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Campania, Puglia, Basilicata, Calabria (esclusa la prov. di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0.020 |
| 4 | Sicilia e prov. di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0.020 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola della Maddalena) | 28 | 750 | 0.015 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola della Maddalena) | 28 | 500 | 0.020 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0.015 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0.010 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0.020 |

### *10.4.2. Velocità media del vento*

La velocità media del vento $v_m$(z) alla quota z al disopra del terreno dipende dalla rugosità del terreno, dall'orografia e dalla velocità di base del vento e si raccomanda sia determinata mediante la seguente equazione:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b$$

dove:

- $c_o(z)$ rappresenta il coefficiente di orografia, assunto unitario.
- $c_r(z)$ rappresenta il coefficiente di rugosità.

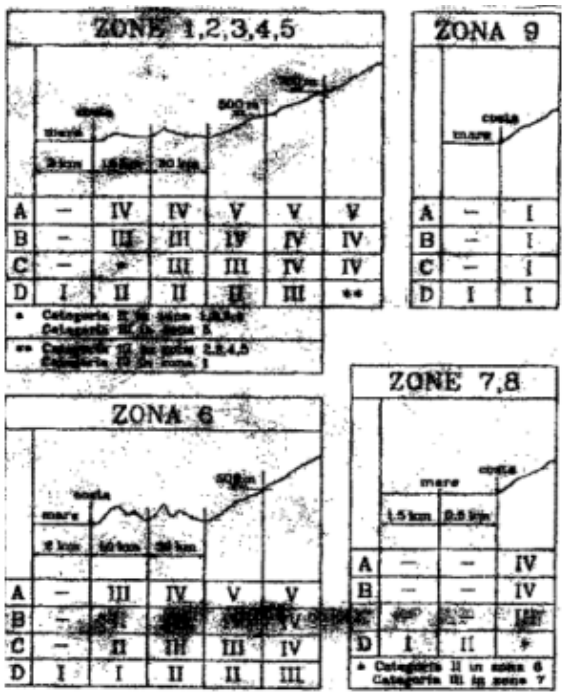
Il fattore di rugosità $c_r(z)$ tiene conto della variabilità della velocità media del vento nel sito della struttura dovuta a:

- L'altezza del suolo;
- La rugosità del terreno sopravento della struttura, nella direzione del vento considerata.

La procedura per la determinazione di $c_r(z)$ permette la determinazione dei coefficienti $k_r$, $z_0$, $z_{min}$, i quali sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

La variabile $z$ indica l'altezza della struttura (altezza di riferimento assunta in accordo con 8.3.1(6) EC1-4 pari alla distanza tra il punto più basso del terreno e il centro dell'impalcato da ponte trascurando le altre parti per esempio i parapetti).

La categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.




| Classe di rugosità | Descrizione |
|---|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive. |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, .....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D. |
| D | Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi, .....) |

| Categorie di esposizione | $k_r$ | $z_0$(m) | $z_{min}$(m) |
|---|---|---|---|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| VI | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Il coefficiente $c_r(z)$ è quindi determinabile come segue:

$$\begin{cases} c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & per\ z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ c_r(z) = c_r(z_{min}) & per\ z \leq z_{min} \end{cases}$$

dove $k_r$ rappresenta il fattore del terreno ricavato dalla categoria di esposizione.

### *10.4.3. Turbolenza del vento*

L'intensità di turbolenza $I_v(z)$ all'altezza z è definita come il rapporto fra lo scarto tipo della turbolenza e il valore medio della velocità del vento. Lo scarto tipo della turbolenza può essere determinato mediante la seguente formulazione:

$$\sigma_v = k_r * v_b * k_I$$

dove $k_I$ indica il fattore della turbolenza il cui valore raccomandato è pari a 1.0.

L'equazione seguente permette di determinare il valore di $I_v(z)$:

$$\begin{cases} I_v(z) = \dfrac{\sigma_v}{v_m(z)} = \dfrac{k_I}{c_o(z) * \ln\left(\dfrac{z}{z_0}\right)} & per\ z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ I_v(z) = I_v(z_{min}) & per\ z \leq z_{min} \end{cases}$$

### *10.4.4. Valore di picco della pressione*

Viene valutato il valore di picco della pressione dinamica alla quota z, $q_p(z)$, tenendo in conto sia la componente media della velocità del vento sia le sue fluttuazioni turbolente. La seguente equazione permette la determinazione di $q_p(z)$:

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * {v_m}^2 = c_e(z) * q_b$$

dove:

- $\rho$ indica la densità dell'aria assunta pari a 1.25 kg/m$^3$;
- $c_e(z)$ indica il fattore di esposizione fornito dalla seguente espressione:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

Con $q_b$ pressione dinamica di base fornita dall'equazione $q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2$.

### *10.4.5. Calcolo del coefficiente di esposizione per l'impalcato*

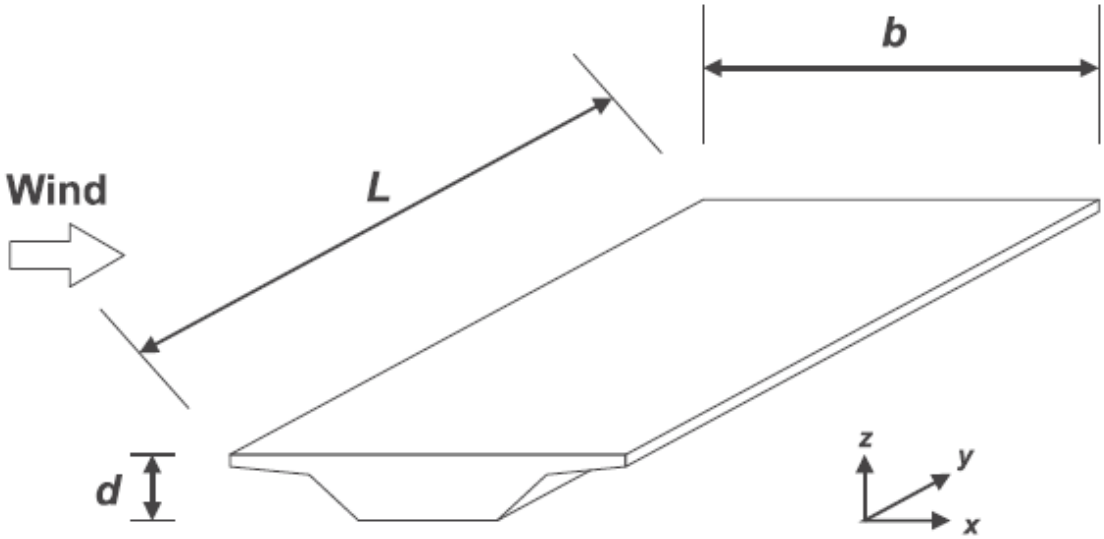
Si riporta nel seguito il calcolo del coefficiente di esposizione, sulla base di quanto riportato nei paragrafi precedenti.

| CALCOLO AZIONE VENTO SECONDO UNI EN 1991-1-4 (IMPALCATO) | | |
|---|---|---|
| | Zona | 1 |
| Densità dell'aria | $\rho$= | **1.25 kg/m³** |
| Altezza del suolo s.l.m. | $a_s$= | 1080 m |
| Distanza dal mare | d= | 110 km |
| Altezza della costruzione | z= | 11.80 m |
| Valore fondamentale velocità di base del vento a livello del mare | $v_{b,0}$*= | 25.00 m/s |
| | $a_0$= | 1000 m |
| | $k_0$= | 0.010 1/s |
| Valore fondamentale velocità di base del vento | $v_{b,0}$= | 25.8 m/s |
| Fattore di direzionalità | $c_{dir}$= | **1.00** |
| Fattore di stagionalità | $c_{season}$= | **1.00** |
| Velocità base del vento ($T_r$ = 50 anni) | $v_{b,50}$= | 25.80 m/s |
| Tempo di ritorno (tra 5 e 100 anni) | $T_R$= | 50 anni |
| | K= | 0.20 |
| | n= | 0.50 |
| Coefficiente relativo al tempo di ritorno: $((1-K \ln(-\ln(1-1/tr)))/(1-K \ln(-\ln(0.98))))^n$ | $c_{prob}$= | 1.00 |
| Velocità base del vento | $v_b$= | 25.80 m/s |
| Classe di rugosità | | C |
| Categoria di esposizione | | IV |
| | $k_r$= | 0.22 |
| | $z_0$= | 0.30 |
| | $z_{min}$= | 8 |
| Coefficiente di rugosità | $c_r$= | 0.81 |
| Coefficiente di orografia | $c_o$= | **1.00** |
| Velocità media del vento | $v_m$= | 20.84 m/s |
| Fattore di turbolenza | $K_I$= | **1.00** |
| Scarto tipo della turbolenza | $\sigma_v$= | 5.68 |
| Intensità della turbolenza | $I_v$= | 0.27 |
| Pressione dinamica di picco: $[1 + 7 I_v]\ 1/2\ \rho\ v_m^2$ | $q_p$= | 789.1 N/m² |
| Pressione dinamica di base: $1/2\ \rho\ v_b^2$ | $q_b$= | 416.0 N/m² |
| **Coefficiente di esposizione: $q_p/q_b$** | **$c_e$=** | **1.897** |

### *10.4.6. Calcolo del coefficiente di forza per l'impalcato (PONTI §8 UNI EN 1991-1-4)*

I coefficienti di forza $c_{fx}$, in accordo a quanto riportato nei riferimenti tecnici dell'EC1-4, vengono definiti al punto 8.3 e specificati per la direzione x nel paragrafo 8.3.1, per la direzione z nel paragrafo 8.3.3 e per la direzione y nel paragrafo 8.3.4.

Si specificano le direzioni di azione delle forze indotte dal vento seguendo la terna cartesiana impostata dall'Eurocodice:




**<u>La forza del vento in direzione x</u>** può essere dedotta utilizzando l'equazione (8.2):

$$F_x = \frac{1}{2} * \rho * {v_b}^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \qquad (8.2)$$

dove:

- $\frac{1}{2} * \rho * {v_b}^2$ indica la pressione cinetica del vento già precedentemente determinata;
- $A_{ref,x}$ indica l'area di riferimento per il calcolo definita come $A_{ref,x} = d_{tot} * L$;
- $C$ indica il fattore di carico del vento dato da $C = c_e * c_{f,x}$ dove $c_e$ è il fattore di esposizione già precedentemente calcolato e $c_{f,x}$ può essere assunto pari a $c_{f,x0}$ che rappresenta il coefficiente di forza relativo all'impalcato in assenza di flusso di estremità libera.

Il coefficiente $c_{f,x0}$ risulta determinabile in funzione della tipologia di ponte, della fase di operatività dello stesso, dell'eventuale presenza di barriere aperte o solide e del rapporto $b/d_{tot}$.

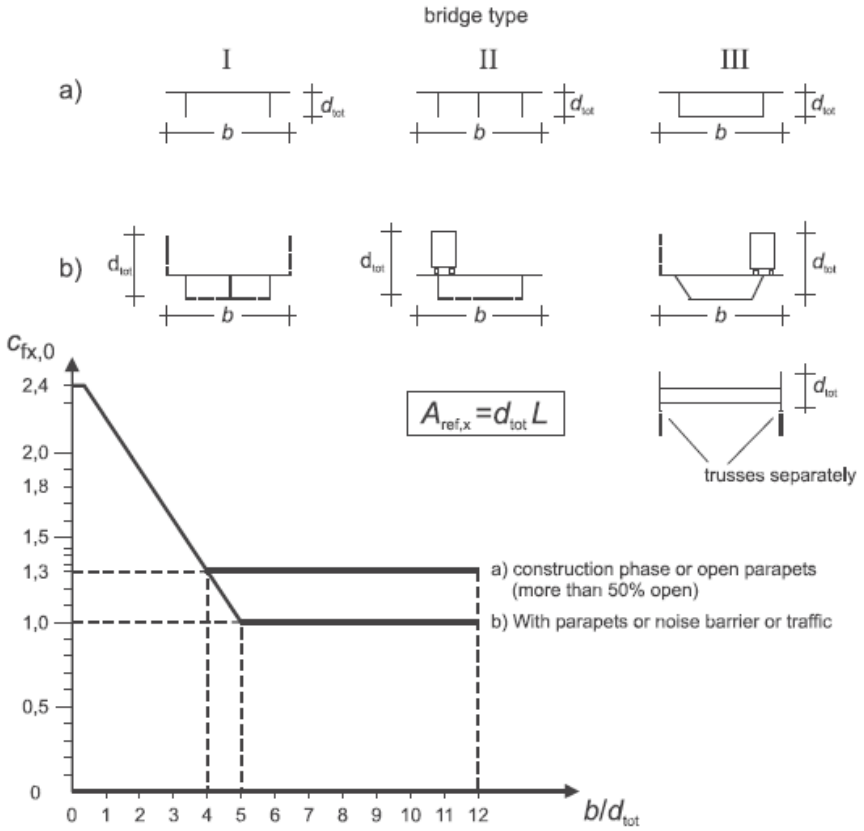



**Figure 8.3 — Force coefficient for bridges, $c_{fx,0}$**

Le aree di riferimento $A_{ref,x}$ per le combinazioni di carico che non comprendono i carichi dovuti al traffico veicolare si raccomanda che si basino sul valore di $d_{tot}$ così come specificato nella figura e tabella seguenti:

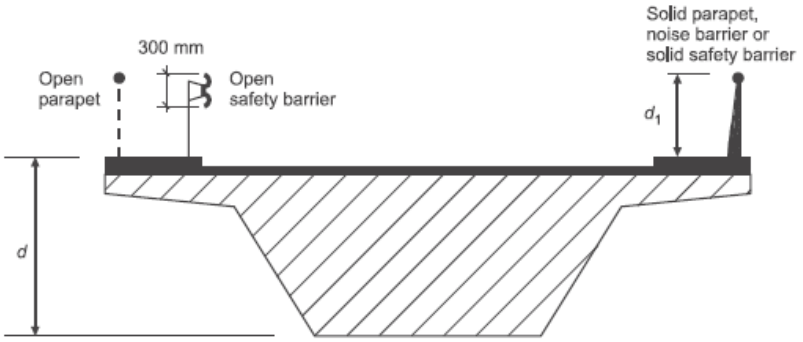



**Table 8.1 — Depth to be used for $A_{ref,x}$**

| Road restraint system | on one side | on both sides |
|---|---|---|
| Open parapet or open safety barrier | $d$ + 0,3 m | $d$ + 0,6 m |
| Solid parapet or solid safety barrier | $d + d_1$ | $d + 2d_1$ |
| Open parapet and open safety barrier | $d$ + 0,6 m | $d$ + 1,2 m |

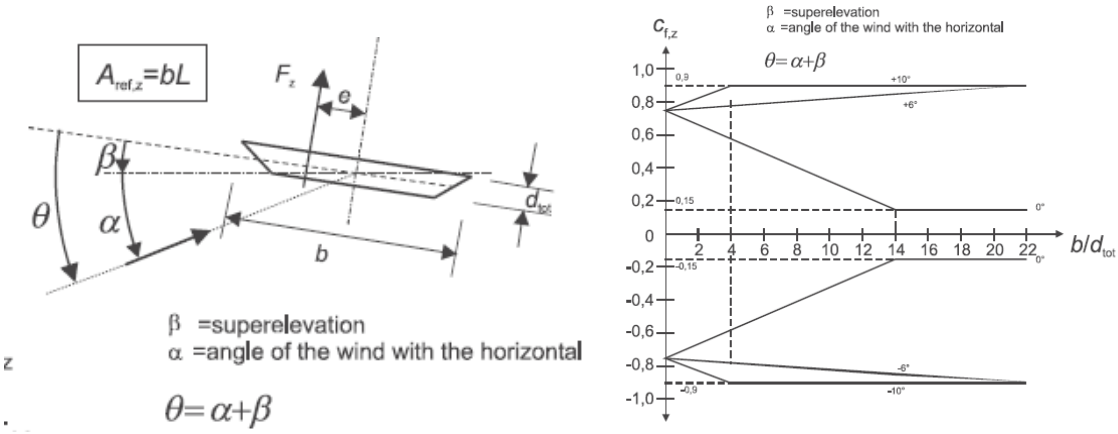
**<u>La forza del vento in direzione z</u>** può essere dedotta utilizzando la seguente equazione:

$$F_z = \frac{1}{2} * \rho * {v_b}^2 \cdot C \cdot A_{ref,z}$$

dove:

- $\frac{1}{2} * \rho * {v_b}^2$ indica la pressione cinetica del vento già precedentemente determinata;
- $A_{ref,z}$ indica l'area di riferimento per il calcolo definita come $A_{ref,z} = b * L$;
- $C$ indica il fattore di carico del vento dato da $C = c_e * c_{f,z}$ dove $c_e$ è il fattore di esposizione già precedentemente calcolato e $c_{f,z}$ può essere valutato mediante il seguente grafico in funzione del rapporto $b/d_{tot}$ e dell'angolo $\theta = \alpha + \beta$.

Nell'immagine seguente, $\alpha$ rappresenta l'angolo tra la direzione del vento e il piano orizzontale mentre $\beta$ rappresenta l'angolo di inclinazione trasversale della sopraelevazione.




Per terreni pianeggianti e assunta orizzontale l'azione del vento $\alpha$ può essere assunto $\pm 5°$ a causa della turbolenza.

L'eccentricità di applicazione della forza in z nella direzione x può essere posta pari a $e = b/4$.

**<u>La forza del vento in direzione y</u>** non viene valutata per il tipo di analisi che si sta svolgendo.

### *10.4.7. Calcolo dell'azione del vento agente sull'impalcato*

Di seguito si riporta il calcolo dell'azione del vento agente sull'impalcato.

| CALCOLO COEFFICIENTE DI FORZA SECONDO UNI EN 1991-1-4 §8 (Impalcato senza barriera) | |
|---|---|
| **Geometria ponte** | |
| Larghezza impalcato isolato | $b_{imp}$= 12600 mm |
| Larghezza impalcato totale | b= 12600 mm |
| Luce di calcolo travi | $L_{calc}$= 33000 mm |
| Lunghezza travi complessiva | $L_{tot}$= 33000 mm |
| Altezza trave + soletta | $h_s$= 1200 mm |
| Altezza impalcato | $h_i$= 1200 mm |
| Altezza barriera | $h_{barr}$= 3000 mm |
| Altezza totale impalcato e eventuale barriera | $d_{tot}$= 4200 mm |
| Rapporto | $b/d_{tot}$= 3.00 |
| **Calcolo forza in direzione x** | |
| Coefficiente di forza in assenza di flusso di estremità libera | $c_{fx0}$= 1.60 |
| Coefficiente di forza orizzontale | $c_{fx}$= 1.60 |
| Area di riferimento per la direzione x: $d_{tot}$ $L_{calc}$ | $A_{ref,x}$= 138.60 m² |
| Forza totale orizzontale: $1/2\ \rho\ v_b^2\ c_e\ c_{fx}\ A_{ref,x}$ | $F_{w,x}$= 175.0 kN |
| **Forza per unità di lunghezza in direzione x (su luce di calcolo)** | **$f_x$= 5.30 kN/m** |
| **Calcolo forza in direzione z** | |
| Coefficiente di forza verticale | $c_{fz}$= 0.90 |
| Area di riferimento per la direzione z: b $L_{calc}$ | $A_{ref,z}$= 415.80 m² |
| Forza totale verticale: $1/2\ \rho\ v_b^2\ c_e\ c_{fz}\ A_{ref,z}$ | $F_{w,Z}$= 295.3 kN |
| **Forza per unità di lunghezza in direzione z (su luce di calcolo)** | **$f_z$= 8.95 kN/m** |

### *10.4.8. Calcolo coefficiente di forza ( Elementi Strutturali con sezioni rettangolari §7.6 EN 1991-1-4 )*

Il coefficiente di forza $c_f$ di elementi strutturali a sezione rettangolare, in accordo a quanto riportato nei riferimenti tecnici dell'EC1-4, viene definito al punto 7.6 secondo l'espressione:

$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_t \cdot \psi_\lambda$

Dove:

$c_{f,0}$ è il coefficiente di forza per sezioni rettangolari a spigoli vivi senza flusso di estremità libera

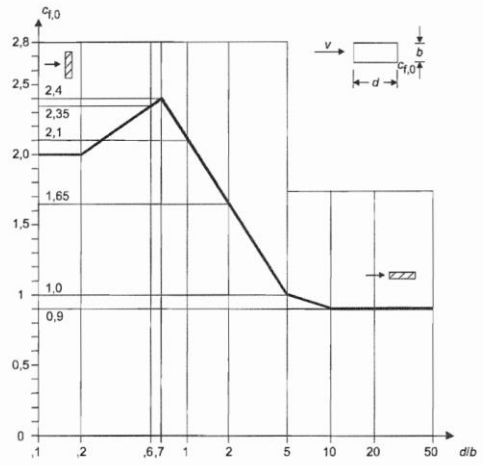



**Figure 7.23 — Force coefficients $c_{f,0}$ of rectangular sections with sharp corners and without free end flow**

$\psi_r$ fattore di riduzione per sezioni quadrate con spigoli arrotondati

NOTE 1 The values of $\psi_r$ may be given in the National Annex. Recommended approximate upper bound values of $\psi_r$ are given in Figure 7.24. Figure 7.24 are obtained under low-turbulent conditions. These coefficients are assumed to be safe.

NOTE 2 Figure 7.24 may also be used for buildings with $h/d > 5.0$

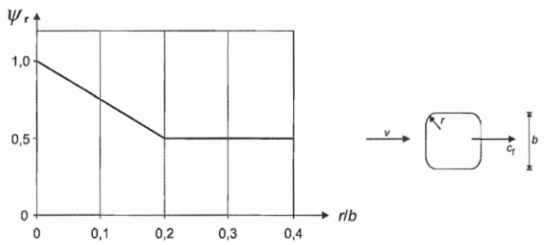
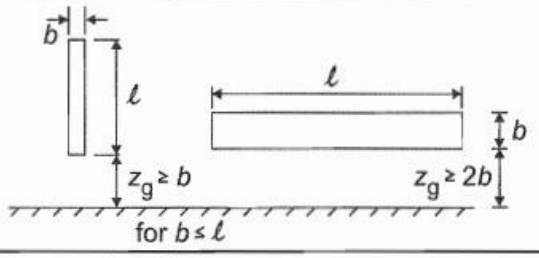
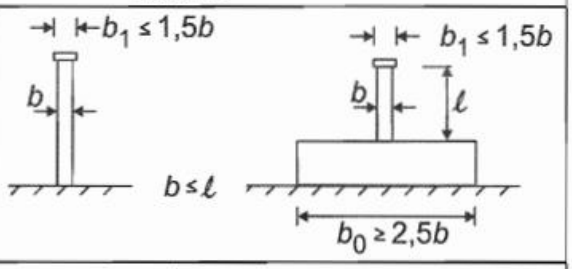
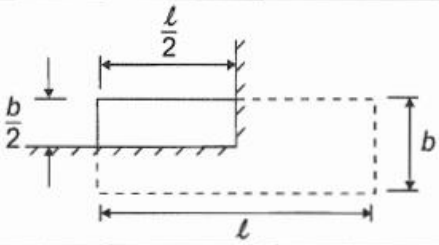
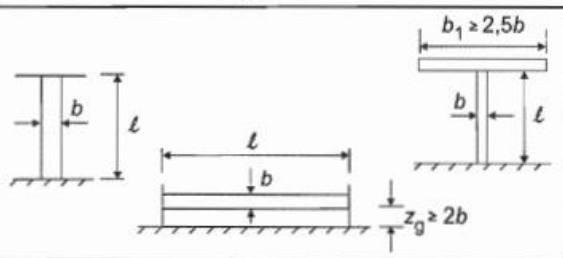



**Figure 7.24 — Reduction factor $\psi_r$ for a square cross-section with rounded corners**

$\psi_\lambda$ fattore relativo agli effetti di estremità per elementi con flusso di estremità come definito al §7.13 della EN 1991-1-4

**Table 7.16 — Recommended values of $\lambda$ for cylinders, polygonal sections, rectangular sections, sharp edged structural sections and lattice structures**

| No. | Position of the structure, wind normal to the plane of the page | Effective slenderness $\lambda$ |
|---|---|---|
| 1 |  | For polygonal, rectangular and sharp edged sections and lattice structures:<br>for $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 1{,}4\ \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is smaller<br>for $\ell < 15$ m, $\lambda = 2\ \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is smaller<br>For circular cylinders:<br>for $\ell \geq 50$, $\lambda = 0{,}7\ \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is smaller<br>for $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is smaller<br>For intermediate values of $\ell$, linear interpolation should be used |
| 2 |  | |
| 3 |  | |
| 4 |  | for $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 0{,}7\ \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is larger<br>for $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is larger<br>For intermediate values of $\ell$, linear interpolation should be used |

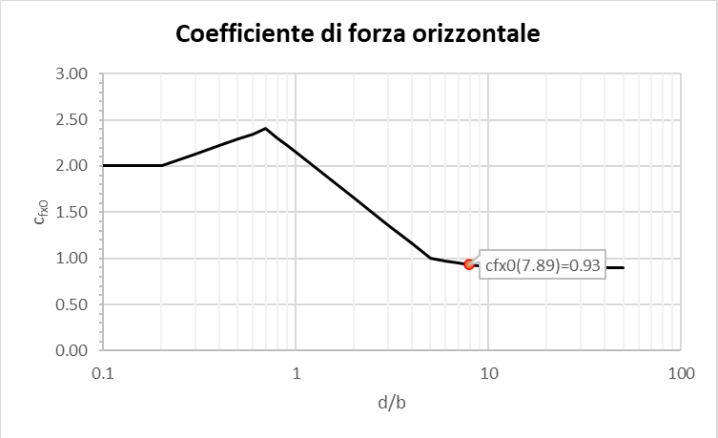
### *10.4.9. Calcolo dell'azione del vento agente su pila*

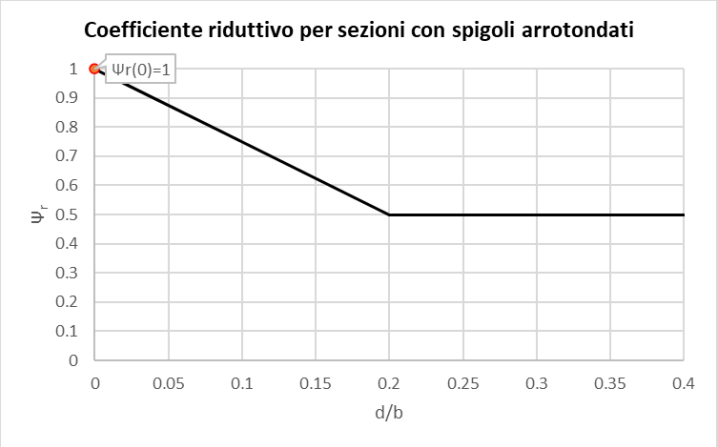
Si riporta nel seguito il calcolo dell'azione del vento su pila

| CALCOLO AZIONE VENTO SECONDO UNI EN 1991-1-4 - PILA | | |
|---|---|---|
| | Zona | 1 |
| Densità dell'aria | $\rho$= | **1.25 kg/m³** |
| Altezza del suolo s.l.m. | $a_s$= | 1080 m |
| Distanza dal mare | d= | 110 km |
| Altezza della costruzione | z= | 11.20 m |
| Valore fondamentale velocità di base del vento a livello del mare | $v_{b,0}$*= | 25.00 m/s |
| | $a_0$= | 1000 m |
| | $k_0$= | 0.010 1/s |
| Valore fondamentale velocità di base del vento | $v_{b,0}$= | 25.8 m/s |
| Fattore di direzionalità | $c_{dir}$= | 1.00 |
| Fattore di stagionalità | $c_{season}$= | 1.00 |
| Velocità base del vento ($T_r$ = 50 anni) | $v_{b,50}$= | 25.80 m/s |
| Tempo di ritorno (tra 5 e 100 anni) | $T_R$= | 50 anni |
| | K= | 0.20 |
| | n= | 0.50 |
| Coefficiente relativo al tempo di ritorno: $((1-K \ln(-\ln(1-1/tr)))/(1-K \ln(-\ln(0.98))))^n$ | $c_{prob}$= | 1.00 |
| Velocità base del vento | $v_b$= | 25.80 m/s |
| Classe di rugosità | | C |
| Categoria di esposizione | | IV |
| | $k_r$= | 0.22 |
| | $z_0$= | 0.30 |
| | $z_{min}$= | 8 |
| Coefficiente di rugosità | $c_r$= | 0.80 |
| Coefficiente di orografia | $c_o$= | 1.00 |
| Velocità media del vento | $v_m$= | 20.55 m/s |
| Fattore di turbolenza | $K_I$= | 1.00 |
| Scarto tipo della turbolenza | $\sigma_v$= | 5.68 |
| Intensità della turbolenza | $I_v$= | 0.28 |
| Pressione dinamica di picco: $[1 + 7 I_v]\ 1/2\ \rho\ v_m^2$ | $q_p$= | 774.1 N/m² |
| Pressione dinamica di base: $1/2\ \rho\ v_b^2$ | $q_b$= | 416.0 N/m² |
| **Coefficiente di esposizione: $q_p/q_b$** | **$c_e$=** | **1.861** |

Per la direzione trasversale:

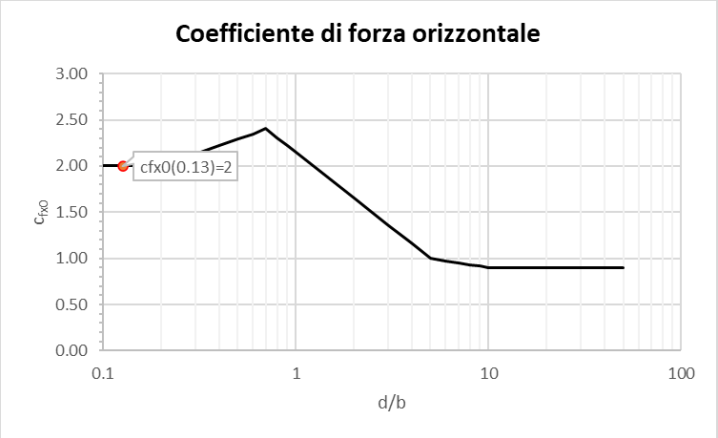
| CALCOLO COEFFICIENTE DI FORZA PILA UNI EN 1991-1-4 §7.6 | |
|---|---|
| **Geometria pila** | |
| Altezza massima pila | $h_{pila}$= 11.20 m |
| Larghezza pila (perpendicolarmente al vento) | $b_{pila}$= 1.80 m |
| Lunghezza pila (parallelamente al vento) | $d_{pila}$= 14.20 m |
| Rapporto di forma pila | $d/b_{pila}$= 7.89 |
| Arrotondamento spigolo | $r_{pila}$= **0.00 m** |
| Rapporto di forma arrotondamento pila | $r/b_{pila}$= 0.00 |
| Snellezza per mensole | $\lambda_{pila}$= 70.00 |
| **Calcolo coefficiente di forza in direzione x** | |
| Coefficiente di forza con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera | $c_{fx0}$= 0.93 |
| Coefficiente di riduzione per sezioni conspigoli arrotondati | $\Psi_r$= 1.00 |
| Coefficiente di riduzione relativo alla snellezza dell'elemento (assunto unitario) | $\Psi_\lambda$= 1.00 |
| Area di riferimento per la pila z: $h_{pila}$ $d_{plia}$ | $A_{ref}$= 20.16 m² |
| Forza totale su pila | $F_{w,pila}$= 14.6 kN |
| **Forza distribuita su altezza pila** | **$f_{w,pila}$= 1.30 kN/m** |

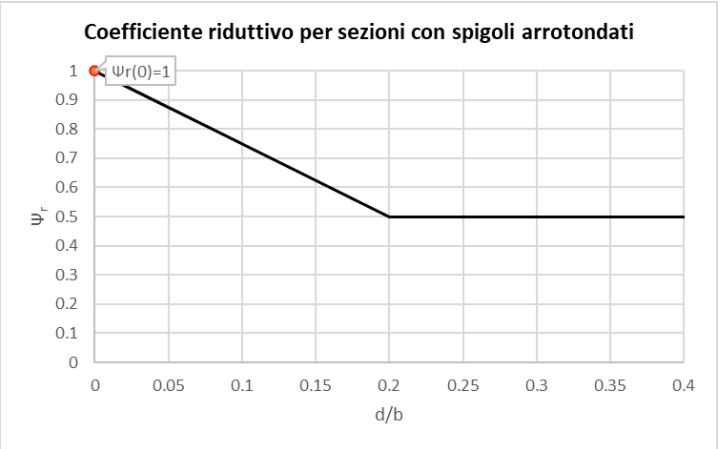


Per la direzione longitudinale:

| CALCOLO COEFFICIENTE DI FORZA PILA UNI EN 1991-1-4 §7.6 | |
|---|---|
| **Geometria pila** | |
| Altezza massima pila | $h_{pila}$= 11.20 m |
| Larghezza pila (perpendicolarmente al vento) | $b_{pila}$= 14.20 m |
| Lunghezza pila (parallelamente al vento) | $d_{pila}$= 1.80 m |
| Rapporto di forma pila | $d/b_{pila}$= 0.13 |
| Arrotondamento spigolo | $r_{pila}$= **0.00 m** |
| Rapporto di forma arrotondamento pila | $r/b_{pila}$= 0.00 |
| Snellezza per mensole | $\lambda_{pila}$= 70.00 |
| **Calcolo coefficiente di forza in direzione x** | |
| Coefficiente di forza con spigoli vivi e in assenza di flusso di estremità libera | $c_{fx0}$= 2.00 |
| Coefficiente di riduzione per sezioni conspigoli arrotondati | $\Psi_r$= 1.00 |
| Coefficiente di riduzione relativo alla snellezza dell'elemento (assunto unitario) | $\Psi_\lambda$= 1.00 |
| Area di riferimento per la pila z: $h_{pila}$ $d_{plia}$ | $A_{ref}$= 159.04 m² |
| Forza totale su pila | $F_{w,pila}$= 246.2 kN |
| **Forza distribuita su altezza pila** | **$f_{w,pila}$= 21.98 kN/m** |



## 10.5. Valutazione della pericolosità sismica

L'arteria di progetto si sviluppa nel Comune di San Vito di Cadore.

Per la località e l'opera in questione si assume:

Vita nominale: ..... $V_N$ = 10 anni

Classe d'uso: ..... III

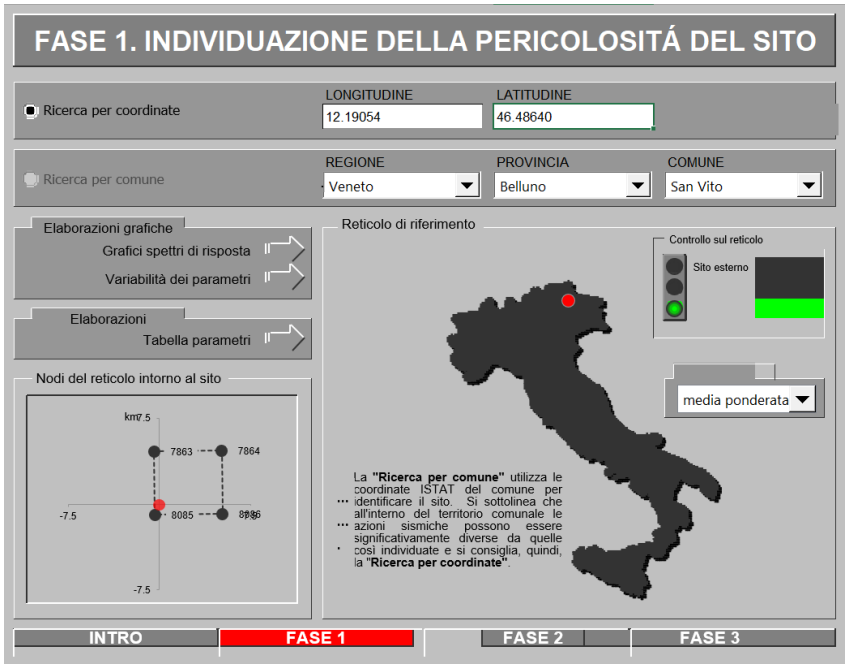
Coefficiente d'uso: ..... $C_U$ = 1.5

Periodo di riferimento: ..... $V_R = C_U \times V_N$ = 15 anni

**Figura 19: Localizzazione dell'opera**

Con riferimento a quanto contenuto nelle NTC18 il terreno in sito risulta assoggettabile alla categoria topografica T2 "Pendii con inclinazione media i > 15°", mentre il sottosuolo ricade in quella che la normativa definisce come categoria B "*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.", sulla base delle indagini disponibili.

L'Individuazione della Pericolosità di sito viene realizzata attraverso il foglio di calcolo "Spettri di risposta- Versione 1.03" messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.




Attraverso i dati ricavati dal foglio di calcolo viene calcolata l'accelerazione $a_{max}$, data dall'espressione:

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

dove S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ($S_S$) e topografica ($S_T$).

Il valore di $a_g$ è desunto dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita dallo INGV, mentre $F_0$ e $T_C$ sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento forniti dalle NTC approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento.

<u>Fase 1: individuazione della pericolosità del sito:</u>

Per il sito in esame si riportano i valori ottenuti dal foglio di calcolo:

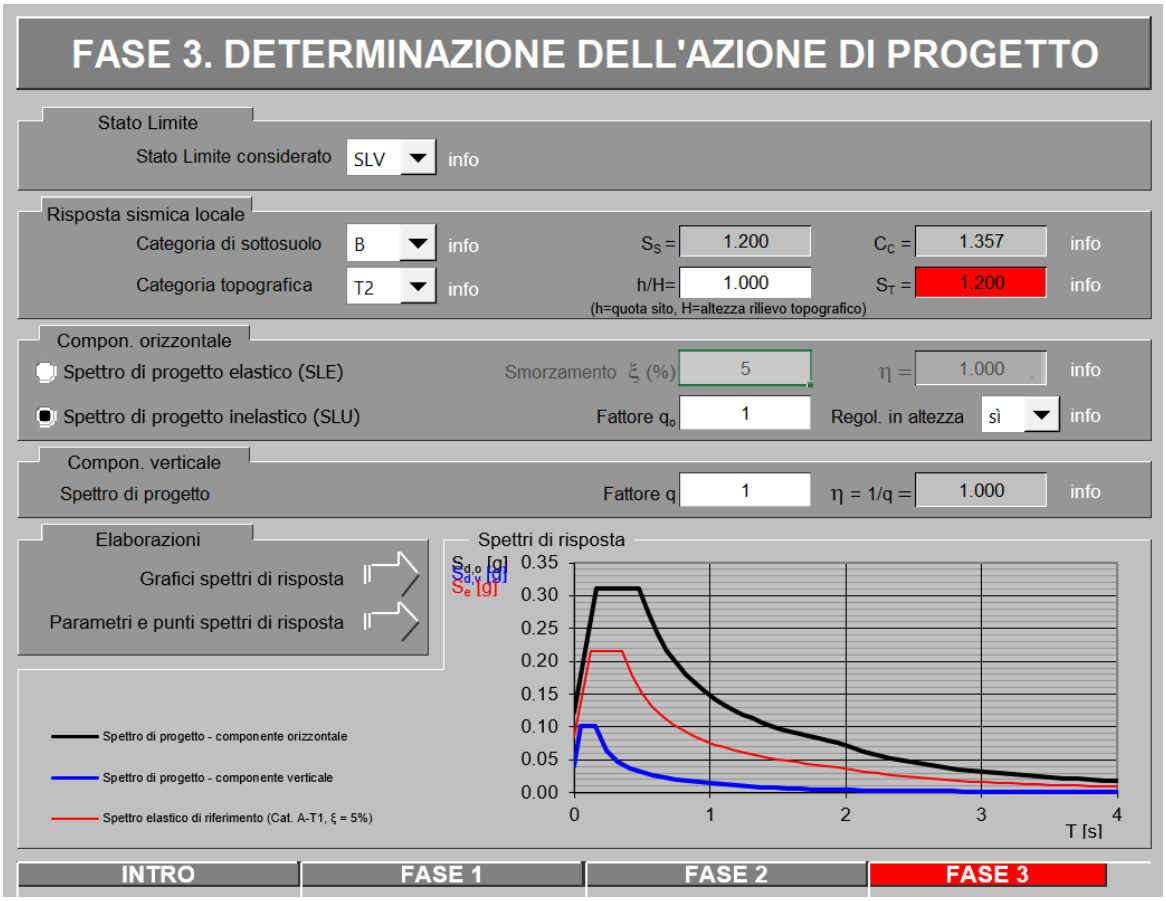
| $T_R$ [anni] | $a_g$ [g] | $F_o$ [-] | $T_C^*$ [s] |
|---|---|---|---|
| 30 | 0.030 | 2.584 | 0.212 |
| 50 | 0.037 | 2.617 | 0.250 |
| 72 | 0.044 | 2.562 | 0.276 |
| 101 | 0.052 | 2.516 | 0.296 |
| 140 | 0.059 | 2.578 | 0.314 |
| 201 | 0.070 | 2.554 | 0.329 |
| 475 | 0.097 | 2.570 | 0.365 |
| 975 | 0.125 | 2.575 | 0.391 |
| 2475 | 0.167 | 2.643 | 0.415 |

Fase 2: scelta della strategia di progettazione:

In questo caso spetta al progettista definire il coefficiente d'uso della costruzione cu in base al quale i valori della tabella sottostante variano. Si riportano di seguito valori ricavati con un coefficiente d'uso pari ad III e vita nominale pari a 10 anni. In merito si precisa che l'applicativo considera automaticamente una vita di riferimento minima di 35 anni.

| SLATO LIMITE | $T_R$ [anni] | $a_g$ [g] | $F_o$ [-] | $T_C^*$ [s] |
|---|---|---|---|---|
| SLO | 30 | 0.030 | 2.584 | 0.212 |
| SLD | 35 | 0.032 | 2.595 | 0.223 |
| SLV | 332 | 0.084 | 2.563 | 0.350 |
| SLC | 682 | 0.110 | 2.573 | 0.378 |

Fase 3: determinazione dell'azione di progetto:



**Parametri indipendenti**

| STATO LIMITE | SLV |
|---|---|
| $a_g$ | 0.084 g |
| $F_o$ | 2.563 |
| $T_C^*$ | 0.350 s |
| $S_S$ | 1.200 |
| $C_C$ | 1.357 |
| $S_T$ | 1.200 |
| q | 1.000 |

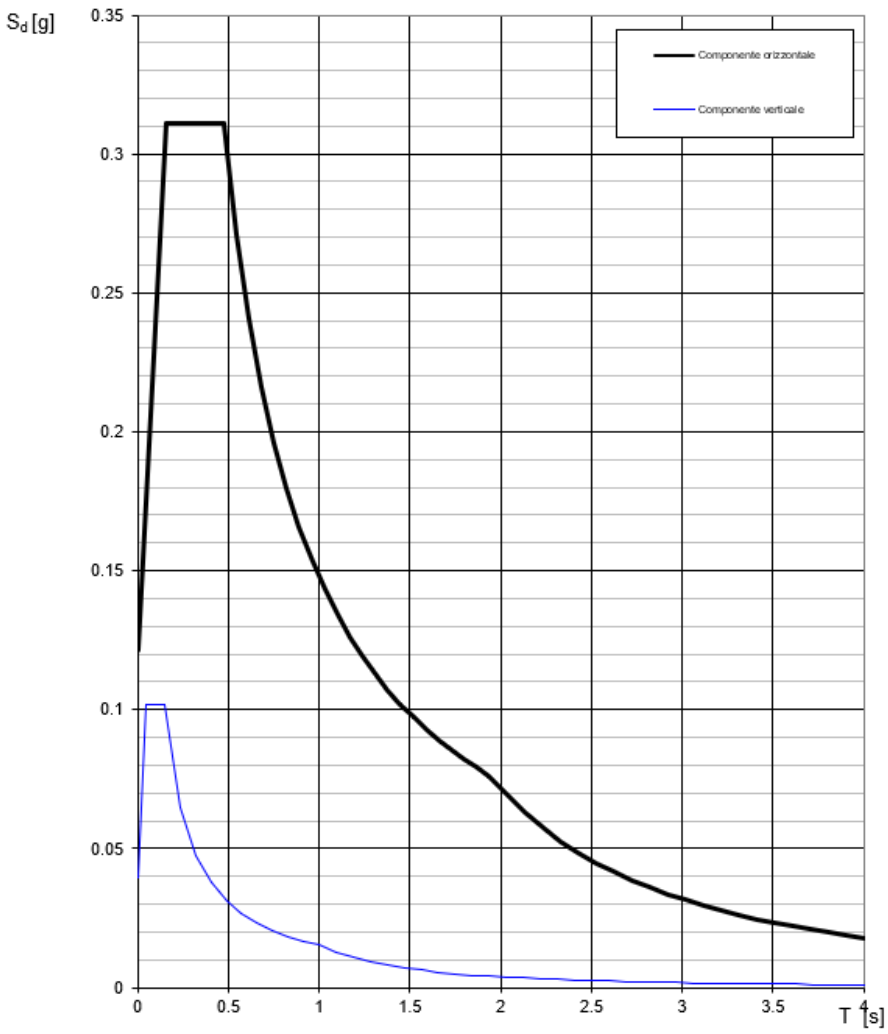
**Parametri dipendenti**

| | |
|---|---|
| S | 1.440 |
| η | 1.000 |
| $T_B$ | 0.158 s |
| $T_C$ | 0.475 s |
| $T_D$ | 1.937 s |

Pertanto, i parametri sismici calcolati considerando gli stati limite ultimi ed in particolare gli SLV, risultano pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.2 \cdot 1.2 \cdot 0.804\ \text{g} = 0{,}121\ g$$

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



## 10.6. Carico eccezionale da colata detritica (CNR DT214/2018)

Il carico legato a fenomeni di colata detritica viene calcolato in base a quanto espresso al §2.3.2 della CNR DT214/2018, "*Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni*"

Si calcola dunque una pressione risultante sulla pila pari a:

$$p = 4.5 \cdot \rho \cdot v^{0.8} \cdot (g \cdot h)^{0.6}$$

Dove:

- $\rho$ è la densità della colata. Facendo riferimento a *"Safety assessment of barrier structures"*, Suda et al., 2009, si considera un valore pari a $2100\ kg/m^3$.
- $v$ è la velocità della colata, misurata in $m/s$. Facendo riferimento a quanto riportato nel progetto dello scatolare in prossimità dell'opera, si considera una velocità della colata pari a $4.5\ m/s$.
- $g$ è l'accelerazione di gravità in $m/s$;
- $h$ è l'altezza della colata detritica in $m$. Facendo riferimento a quanto riportato nel progetto dello scatolare in prossimità dell'opera, si considera un'altezza della colata pari a $3m$.

Si riporta nel seguito estratto della relazione idraulica dello scatolare citato, da cui si possono desumere i dati di progetto considerati per la colata detritica.

> Come già evidenziato, con le pendenze in gioco le colate detritiche che si originano presentano velocità medie dell'ordine **dei 4-5 m/sec,** come si può evincere dalla "Relazione Tecnica sui Meccanismi di colata" redatta a cura del Dott. Ing. Gaspare Andreella per il bacino in località Acquabona, dato che si trova in linea con i risultati ottenuti con la relazione empirica sopraesposta.
> Per il cui il tirante della colata detritica, che s'instaura all'interno del nuovo manufatto scatolare in progetto che presente una sezione utile interna di m. 4,00 x 3,00, **potrà ragionevolmente assumere un'altezza variabile tra i 2,67 – 3,34 m,** ovvero sull'ordine di grandezza dell'altezza di progetto.

Si ottiene dunque:

$$p = 4.5 \cdot 2100 \cdot 4.5^{0.8} \cdot (9.81 \cdot 3.00)^{0.6} = 239.5\ kN/m^2$$

Si considera, a favore di sicurezza considerando la presenza dei cunettoni, che l'evento franoso possa investire la pila con un angolo di inclinazione di 65° rispetto all'asse stradale, investendo quindi una lunghezza proiettata pari a

$$B = 14.2 \cdot cos(65°) + 1.8 \cdot \text{sen}(65°) = 7.63\ m$$

Si ottiene dunque una forza totale dovuta alla colata pari a:

$$P = 239.5\ kN/m^2 \cdot 3.5\ m \cdot 7.63\ m = 5483.60\ kN$$

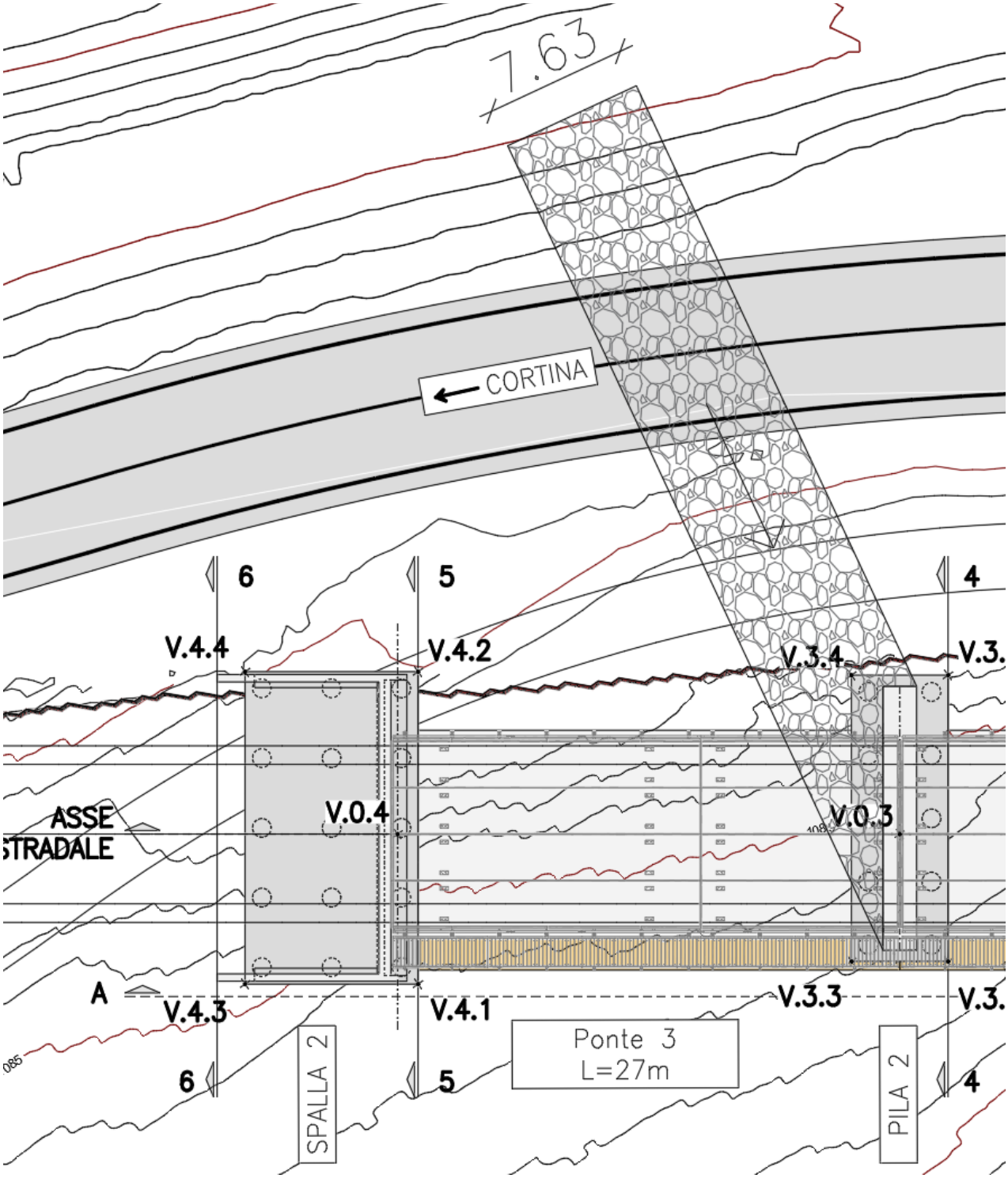



**Figura 20: Angolo d'impatto ipotizzato per la colata detritica**

# 11. STATI LIMITE E COMBINAZIONE DELLE AZIONI

## 11.1. Gruppi di azioni

Nella generazione delle combinazioni di carico sono stati considerati i Gruppi di azioni 1, 2a ,3 e 4.

| | Carichi sulla superficie carrabile | | | | | Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | *Carichi verticali* | | | *Carichi orizzontali* | | *Carichi verticali* |
| Gruppo di azioni | Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6) | Veicoli speciali | Folla (Schema di carico 5) | Frenatura | Forza centrifuga | Carico uniformemente distribuito |
| 1 | Valore caratteristico | | | | | Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m² |
| 2a | Valore frequente | | | Valore caratteristico | | |
| 2b | Valore frequente | | | | Valore caratteristico | |
| 3 (*) | | | | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m² |
| 4 (**) | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m² | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m² |
| 5 (***) | Da definirsi per il singolo progetto | Valore caratteristico o nominale | | | | |

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

## 11.2. Valori caratteristici

Per i coefficienti moltiplicativi delle condizioni elementari di carico si fa riferimento a quanto riportato al capitolo 5 delle NTC18, tabella 5.1.V.

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

| | | Coefficiente | EQU[1] | A1 | A2 |
|---|---|---|---|---|---|
| Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$ | favorevoli<br>sfavorevoli | $\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$ | 0,90<br>1,10 | 1,00<br>1,35 | 1,00<br>1,00 |
| Azioni permanenti non strutturali [2] $g_2$ | favorevoli<br>sfavorevoli | $\gamma_{G2}$ | 0,00<br>1,50 | 0,00<br>1,50 | 0,00<br>1,30 |
| Azioni variabili da traffico | favorevoli<br>sfavorevoli | $\gamma_Q$ | 0,00<br>1,35 | 0,00<br>1,35 | 0,00<br>1,15 |
| Azioni variabili | favorevoli<br>sfavorevoli | $\gamma_{Qi}$ | 0,00<br>1,50 | 0,00<br>1,50 | 0,00<br>1,30 |
| Distorsioni e presollecitazioni di progetto | favorevoli<br>sfavorevoli | $\gamma_{\varepsilon 1}$ | 0,90<br>1,00[3] | 1,00<br>1,00[4] | 1,00<br>1,00 |
| Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari | favorevoli<br>sfavorevoli | $\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$ | 0,00<br>1,20 | 0,00<br>1,20 | 0,00<br>1,00 |

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

| Azioni | Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV) | Coefficiente $\psi_0$ di combinazione | Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti) | Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti) |
|---|---|---|---|---|
| Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV) | Schema 1 (carichi tandem) | 0,75 | 0,75 | 0,0 |
| | Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti | 0,40 | 0,40 | 0,0 |
| | Schemi 3 e 4 (carichi concentrati) | 0,40 | 0,40 | 0,0 |
| | Schema 2 | 0,0 | 0,75 | 0,0 |
| | 2 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | 3 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | 4 (folla) | -- | 0,75 | 0,0 |
| | 5 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Vento | a ponte scarico SLU e SLE | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| | in esecuzione | 0,8 | 0,0 | 0,0 |
| | a ponte carico SLU e SLE | 0,6 | 0,0 | 0,0 |
| Neve | SLU e SLE | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | in esecuzione | 0,8 | 0,6 | 0,5 |
| Temperatura | SLU e SLE | 0,6 | 0,6 | 0,5 |

## 11.3. Stato limite ultimo (SLU)

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni fondamentali del tipo:

$Fd = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + ....$

## 11.4. Stato limite di esercizio (SLE)

*Combinazione caratteristica (rara)*

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

*Combinazione frequente*

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

*Combinazione quasi permanente*

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

## 11.5. Combinazione sismica

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

Essendo E l'azione sismica

Per la combinazione sismica si assume $\psi_{2i} = 0.20$, come indicato al § 5.1.3.12 delle NTC2018.

La verifica sismica di spalle e pali è eseguita separatamente per la direzione longitudinale e quella trasversale, come indicato nel §7.9.5.4 delle NTC18.

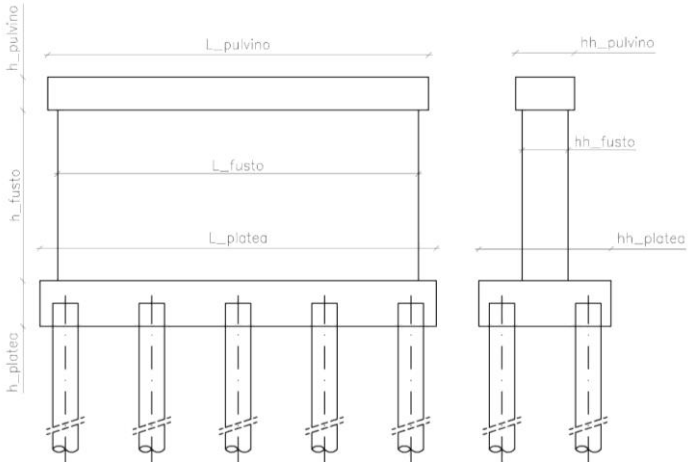
# 12. CALCOLO SOLLECITAZIONE IN SOMMITÀ DI SPALLE E PILE

## 12.1. Sollecitazioni in sommità Pila 1 & 2

La pila 1 si colloca lato San Vito e, rispetto alla Pila 2 ( lato Cortina) presenta una altezza del fusto paria 11.2m

Di seguito si riporta lo splittato dei calcoli, partendo dalla determinazione delle sollecitazioni elementari, per arrivare alla definizione delle sollecitazioni in sommità della pila per le varie combinazioni di carico.

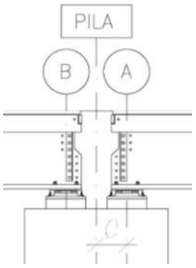
**Peso Permanente G1 Pila**




| | | | |
|---|---|---|---|
| **Pulvino** | | | |
| Larghezza trasversale pulvino | $L_{pulvino}$ = | 14,2 | m |
| Altezza pulvino | $h_{pulvino}$ = | 1 | m |
| Larghezza longitudinale pulvino | $hh_{pulvino}$ = | 1,8 | m |
| Area sezione pulvino ( Piano sez. asse stradale x-x) | $A_{pulvino}$ = | 1,8 | m2 |
| Area sezione pulvino ( Piano sez asse trasv. Stradale y-y ) | $A'_{pulvino}$ = | 14,2 | m2 |
| *Elevazione Baricentro pulvino ( da intradosso platea )* | $y_{pulvino}$ = | *12,5* | *m* |
| **Fusto** | | | |
| Larghezza trasversale fusto | $L_{fusto}$ = | 14,2 | m |
| Altezza fusto | $h_{fusto}$ = | 10,2 | m |
| Larghezza longitudinale fusto | $hh_{fusto}$ = | 1,8 | m |
| Area sezione fusto ( Lungo asse stratale x-x) | $A_{fusto}$ = | 18,36 | m2 |
| Area sezione fusto ( Lungo trasv. asse stratale y-y) | $A'_{fusto}$ = | 144,84 | m2 |
| *Baricentro fusto ( da intradosso platea )* | $y_{fusto}$ = | *6,9* | *m* |
| **Platea** | | | |
| Larghezza trasversale platea | $L_{platea}$ = | 15,4 | m |
| Altezza platea | $h_{platea}$ = | 1,8 | m |
| Larghezza longitudinale platea | $hh_{platea}$ = | 5,2 | m |
| Area sezione platea ( Lungo asse stratale ) | $A_{platea}$ = | 9,36 | m2 |
| Area sezione platea ( Lungo tasv. asse stratale ) | $A'_{platea}$ = | 27,72 | m3 |
| *Baricentro platea ( da intradosso platea )* | $y_{platea}$ = | *0,9* | *m* |
| Area Pila esposta al Vento (Fusto + Pulvino)( Direzione Y - Trasversale Ponte) | $A_{tot}$ = | 20,16 | m2 |
| Area Pila esposta al Vento (Fusto + Pulvino)( Direzione X - Longitudinale Ponte) | $A'_{tot}$ = | 159,04 | m2 |
| **Peso pila** | | | |
| Volume pulvino | $V_{pulvino}$ = | 25,6 | m3 |
| Volume fusto | $V_{fusto}$ = | 260,7 | m3 |
| Volume platea | $V_{platea}$ = | 144,1 | m3 |
| **Volume totale pila** | **$V_{tot}$ =** | **430,4** | **m3** |
| **Peso pila** peso specifico cls [kN/m3] 25 | **$Wh_{pila}$ =** | **10760,4** | **kN** |
| **Baricentri** | | | |
| Baricentro Pila ( da intradosso platea ) | $YG_{pila}$ = | **5,22** | **m** |
| Baricentro del pulvino + pila ( da intradosso platea ) | $YG_{pulv_fusto}$ = | 7,4 | m |

**Permanente Strutturale G1 + Permanente portato G2 - IMPALCATO PROVVISIORIO**

Le sollecit. derivanti da peso proprio degli elementi strutturali G1 ed elementi non strutturali G2 vengono ricavanti dagli elaborati grafici forniti dal fornitore del ponte provvisorio. I valori dichiarati dal fornitore vengono maggiorati del : 20,00%




| | | |
|---|---|---|
| *Azione verticale all'appoggio* | *Rz* | |
| *Azione orizzontale all'appoggio per attrito* | *Rx* | |
| *Percentuale di maggiorazione dei carichi* | | 20,00% |

***Permanente Strutturale G1 + Permanenet portatop G2 - Risultante Azioni verticali***

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Appoggio | A | 781,2 kN | Maggiorazione 20% | Rz_A = | 937,44 | kN |
| Appoggio | B | 781,2 kN | Maggiorazione 20% | Rz_B = | 937,44 | kN |

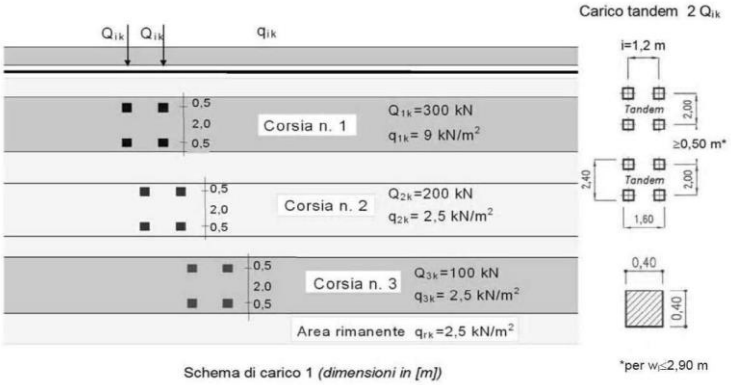
**Accidentale da Traffico**

***Geometria impalcato***

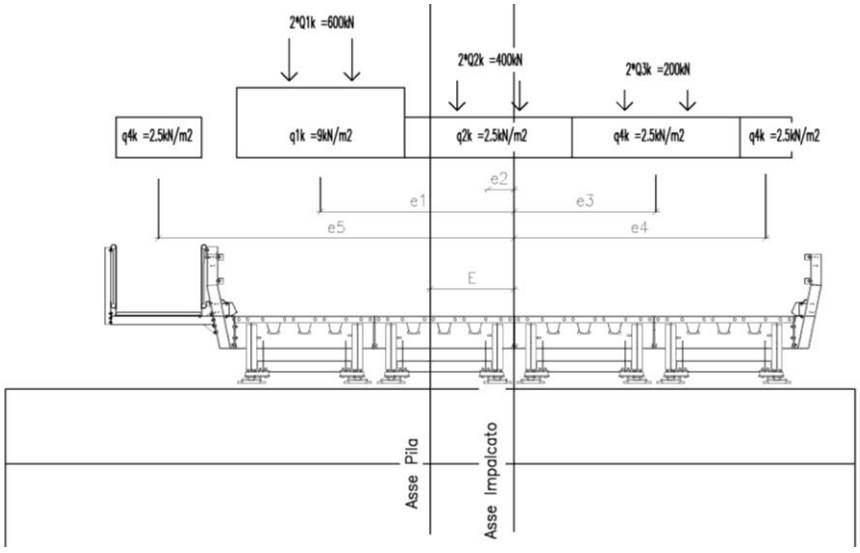
| | | | |
|---|---|---|---|
| Lunghezza impalcato | L_imp = | 33 | [m] |
| Larghezza carreggiata | hh_imp = | 9,5 | [m] |

**Schema carichi mobili: SCHEMA 1 ( §5.1.3.3.5 NTC2018 )**

Di seguito si riporta lo schema di carico accidentale da traffico utilizzato per la determinazione delle sollecitazioni agenti su pile e sotto-fondazioni




Schema di carico 1 *(dimensioni in [m])*



Si riporta di seguito la risultante delle **sollecitazione verticali** generate dallo schema di carico accidentale da traffico precedentememte definito

**Azioni verticali**

| | Larghezza [m] | Lunghezza [m] | Ai [m2] | qik [kN/m2] | QiK [kN] | qik ris [kN] | QiK_ris [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***Passerella pedonale*** | 1,5 | 33 | 49,5 | 2,5 | 0 | 123,8 | 0 |
| ***Corsia w1*** | 3 | 33 | 99 | 9 | 600 | 891,0 | 600 |
| ***Corsia w2*** | 3 | 33 | 99 | 2,5 | 400 | 247,5 | 400 |
| ***Corsia w3*** | 3 | 33 | 99 | 2,5 | 200 | 247,5 | 200 |
| ***Rimanente*** | 0,5 | 33 | 16,5 | 2,5 | 0 | 41,3 | 0 |
| | | | | | | **1551,0** | **1200,0** |

Si determinano di seguito la risultante dei momenti flettenti agenti nelle due direzioni in sommità della pila indotti da carichi accidentali da traffico

**Momento flettente lungo asse LONGITUDINALE STRADALE X-X**

Disassamento Pila - Impalcato E = -0,85

Eccentricità asse passerella pedonale da asse impalcato 6,5 m

| | $e_i$ [m] | $e'_i = e' - E$ [m] | $q_{ik\ ris}$ [kN] | $Q_{iK}$ [kN] | $e'_{i*qik\ ris}$ [kNm] | $e'_{i*Qik}$ [kNm] | $M_{ris_B}$ [kNm] | $M_{ris_A}$ [kNm] | $M_{_tot_X-X}$ [kNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***q_Pass_pedonale*** | 6,5 | 7,35 | 123,8 | 0 | 909,6 | 0 | 454,8 | 454,8 | 909,6 |
| ***q1k*** | 3,3 | 4,10 | 891,0 | 0 | 3653,1 | 0 | 1826,6 | 1826,6 | 3653,1 |
| ***q2k*** | 0,3 | 1,10 | 247,5 | 0 | 272,3 | 0 | 136,1 | 136,1 | 272,3 |
| ***q3k*** | -2,8 | -1,90 | 247,5 | 0 | -470,3 | 0 | -235,1 | -235,1 | -470,3 |
| ***q_rim*** | -4,5 | -3,65 | 41,3 | 0 | -150,6 | 0 | -75,3 | -75,3 | -150,6 |
| | | | | | | | **2107,1** | **2107,1** | **4214,1** |
| ***Q1k*** | 3,3 | 4,10 | 0 | 600 | 0 | 2460 | 0 | 2460 | 2460,0 |
| ***Q2k*** | 0,3 | 1,10 | 0 | 400 | 0 | 440 | 0 | 440 | 440,0 |
| ***Q3k*** | -2,8 | -1,90 | 0 | 200 | 0 | -380 | 0 | -380 | -380,0 |
| | | | | | | | **0,0** | **2520,0** | **2520,0** |

**Momento flettente lungo asse TRASVERSALE Y-Y**

Risultante azione verticale da carico ripartito (traffico) _ Appoggio A (una campata carica ed una scarica) $q_{ik\ ris}$ = 775,5 kN

Risultante azione verticale da tandem $Q_{iK_Tot}$ = 1200,0 kN

Eccentricità appoggi rispetto asse pila ( Eccentricità in direzione asse longitudinale) e = 0,5 [m]

***Momento flettente su pila per carico da traffico ripartito*** **$M_{_tot_Y-Y} = q_{ik\ ris} * e$ = 387,75 kNm**

***Momento flettente su pila per carico da tendem*** **$M'_{_tot_Y-Y} = Q_{iK_Tot} * e$ = 600,00 kNm**

**Azione variabile da traffico. Azione Longitudinale da Frenamento o accelerazione q3**

Di seguito si riporta la determinazione della risultante dell'azione longitudinale di frenamento ( §5.1.3.5 NTC2018 )

*Lunghezza dell'impalcato : L*

*Carico Tandem: $2Q_{1k}$*

*Larghezza corsia convenzionale: w1*

*Carico ripartito su corsia convenzionale w1 : $q_{1k}$*

$180kN <= q_3 = 0,6(2Q_{1k})+0,1*q_{1k}*w_1*L <= 900kN$ **$q_{_3_freman}$ = 449,1 kN**

**Resistenza passiva dei vincoli q9 (§5.1.3.11 NTC2018)**

***Resistenza passiva dei vincoli q9 (§5.1.3.11 NTC2018) - Risultante Azioni orizzontali generata dalle sollecitazioni G1 + G2***

Si prescrive l'inserimento di un foglio di interposizione in teflon tra appoggi del ponte provvisorio e baggioli

Coefficiente di attrito μ = 0,3

Appoggio A Rxμ_A = 281,2 kN

Appoggio B Rxμ_B = 281,2 kN

***Resistenza passiva dei vincoli q9 (§5.1.3.11 NTC2018) - Risultante Azioni orizzontali generata dalle sollecitazioni Q_traffico***

***Carichi da traffico uniformemente distribuiti qik***

Appoggio A Rxq_A = **232,7** kN

Appoggio B Rxq_B = **232,7** kN

***Carichi da traffico Concentrati QiK***

Appoggio A RxQ_A = **360,0** kN

Appoggio B RxQ_B = 0 kN

Resiatenza passiva per carico da traffico (qik + Qik) - Appoggio B **Rx_A = Rxq_A + RxQ_A = 592,7 kN**

Resiatenza passiva per carico da traffico (qik + Qik) - Appoggio A **Rx_B = Rxq_B + RxQ_B = 232,7 kN**

***Resistenza passiva dei vincoli q9 (§5.1.3.11 NTC2018) - Risultante Azioni orizzontali generata dalle sollecitazioni Q_traffico più permanenti G1 e G2***

Risltante resistenza passiva dei vincoli (G1 +G2 + Q_traffico)_ Appoggio A **Rx_A_tot = 873,9 kN**

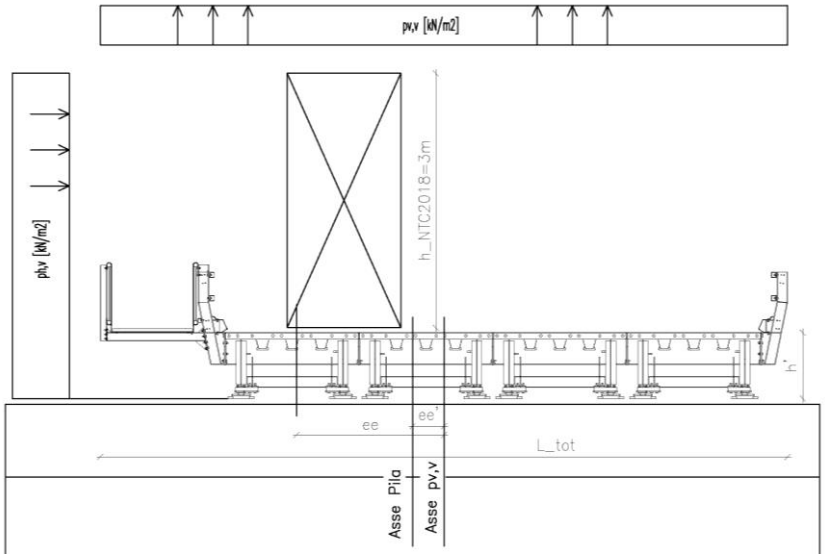
Risltante resistenza passiva dei vincoli (G1 +G2 + Q_traffico)_ Appoggio B **Rx_B_tot = 513,9 kN**

**Vento**

**Azione del Vento su Impalcato**

Si determina successimente le sollecitazioni caratteristiche sulla sommità della pila indotte dal vento agente sull'impalcato

*Schema di calcolo*




| | | | |
|---|---|---|---|
| Altezza sezione impalcato | h'= | 1,3 | m |
| Altezza carichi transitanti (§5.1.3.7 NTC2018) | $h_{NTC2018}$ = | 3,0 | m |
| Larghezza totale impalcato ( Inclusa passerella) | $L_{tot}$ = | 12,8 | m |
| Eccentricità dell'azione verticale risultante del vento | ee = $L_{tot}/4$= | 3,21 | m |
| Distanza asse Pila da asse superficie impalcato esposta ad azione verticale del vento | ee'= | -0,910 | m |
| Area esposta all'azione orizzontale del vento | $A_h$ = (h'+$h_{NTC2018}$)*$L_{imp}$ = | 141,9 | m2 |
| Area esposta all'azione verticale del vento | $A_v$ = $L_{tot}$ * $L_{imp}$ = | 423,4 | m2 |
| Pressione Orizzontale del vento | **$p_{h,v}$ =** | **1,26** | **kN/m2** |
| Pressione Verticale del Vento | **$p_{v,v}$ =** | **0,71** | **kN/m2** |
| Altezza applicazione spinta del vento | h'' = (h'+$h_{NTC2018}$) / 2 = | 2,15 | m |
| Altezza totale pila + platea | h''' = | 13 | m |
| **Azione Orizzontale risultante del vento** | **$F_{h,v}$ = $p_{h,v}$ *$A_h$ =** | **178,8** | **kN** |
| **Azione Verticale risultante del vento (diretta verso basso)** | **$F_{v,v}$ = $p_{v,v}$ *$A_v$ =** | **300,6** | **kN** |
| **Momento Torcente su impalcato per azione orizzontale del vento** | $M_{h,v,x-x}$ = $F_{h,v}$ * h''= | **384,4** | **kNm** |
| **Momento Torcente su impalcato per azione verticale del vento** | $M_{v,v,x-x}$ = $F_{h,v}$ *(ee-ee') = | **1237,7** | **kNm** |
| **Momento Torcente totale indotto da azione orizzontale e verticale del vento** | **$M_{tot,x-x}$= $M_{h,v,x-x}$ + $M_{v,v,x-x}$ =** | **1622,2** | **kNm** |
| **Momento flettente da azione orizzontale vento ad intradosso platea** | **$M'_{tot,x-x}$= $M_{tot,x-x}$ + $F_{h,v}$ * h''' =** | **3946,5** | **kNm** |

**Azione del Vento su Pila**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Risultante Forza su pila - Direzione parallela asse stradale | $F_{w,pila,x}$ = $p_{h,v}$ *$A'_{tot}$ = | **246,2** | kN |
| Altezza fusto + pulvino | $h_{fusto+pulv}$ = | 11,2 | m |
| Forza distribuita su altezza pila - Direzione parallela asse stradale | **$f_{w,pila,x}$ = $F_{w,pila,x}$ / $h_{fusto+pulv}$ =** | **21,98** | **kN/m** |
| Risultante Forza su pila - Direzione ortogonale asse stradale | $F_{w,pila,y}$ = ph,v * $A_{tot}$ = | **14,6** | kN |
| Forza distribuita su altezza pila - Direzione trasversale asse stradale | **$f_{w,pila,y}$ = $F_{w,pila,y}$ / $h_{fusto+pulv}$ =** | **1,30** | **kN/m** |
| Baricentro superficie esposta al vento ( Direz. Long. X) | $Y_{G_xx}$ = | 5,600 | m |
| Baricentro superficie esposta al vento ( Direz. Trasv. Y) | $Y_{G_yy}$ = | 5,600 | m |
| Momento Flettente base pila (X-X) | **$M_{w_x-x}$ = $F_{w,pila,y}$*$Y_{G_yy}$ =** | **81,5** | kNm |
| Momento Flettente base pila (Y-Y) | **$M_{w_y-y}$ = $F_{w,pila,x}$*$Y_{G_xx}$ =** | **1378,6** | kNm |

**Colata detritica**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Spessore del materiale franoso | $h_{frana}$= | 3,00 | m |
| Velocità della massa franosa | v = | 4,50 | m/s |
| Accelerazione di gravità | g = | 9,81 | $m/s^2$ |
| Densità della massa in movimento | ρ = | 2100 | $kg/m^3$ |
| Pressione per colata detritica | $p = 4{,}5\ \rho\ v^{0,8}\ (gh_{frana})^{0,6}$ = | **239,5** | **$kN/m^2$** |
| Angolo d'inclinazione dell'impatto (rispetto a asse trasversale) | | 25 | ° |
| Larghezza trasversale fusto | L_fusto = | 14,20 | m |
| Larghezza longitudinale fusto | hh_fusto = | 1,80 | m |
| Larghezza proiettata del fusto | B = | 7,63 | m |
| Risultante azione da colata detritica | P= | 5483,60 | kN |
| Risultante azione da colata detritica in direzione longitudinale | Px = | 2317,5 | kN |
| Risultante azione da colata detritica in direzione trasversale | Py = | 4969,8 | kN |
| Momento flettente asse y-y | Myy = | 3476 | kN |
| Momento flettente asse x-x | Mxx = | 7455 | kN |
| | | | |
| Raggio del blocco di grandi dimensioni | r = | 1,0 | m |
| Coefficiente | Kc = | 0,1 | |
| Velocità del blocco | v = | 20,0 | m/s |
| Forza di impatto da grandi blocchi | $F = Kc\ 4000\ v^{0,5}\ r^2$ = | 1789 | kN |

**Sisma**

**Tab. 3.2.III** – *Categorie topografiche*

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|---|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15° |
| T2 | Pendii con inclinazione media i > 15° |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30° |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30° |

| | |
|---|---|
| Categoria topografica | T2 |
| Categoria sottosuolo | B |

**Tab. 3.2.IV** – *Espressioni di $S_S$ e di $C_C$*

| Categoria sottosuolo | $S_S$ | $C_C$ |
|---|---|---|
| A | 1,00 | 1,00 |
| B | $1{,}00 \le 1{,}40 - 0{,}40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}20$ | $1{,}10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$ |
| C | $1{,}00 \le 1{,}70 - 0{,}60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}50$ | $1{,}05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$ |
| D | $0{,}90 \le 2{,}40 - 1{,}50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}80$ | $1{,}25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$ |
| E | $1{,}00 \le 2{,}00 - 1{,}10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}60$ | $1{,}15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$ |

| | | |
|---|---|---|
| coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo | Ss = | 1,200 |
| | Cc = | 1,357 |

**Tab. 3.2.V** – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica $S_T$*

| Categoria topografica | Ubicazione dell'opera o dell'intervento | $S_T$ |
|---|---|---|
| T1 | - | 1,0 |
| T2 | In corrispondenza della sommità del pendio | 1,2 |
| T3 | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30° | 1,2 |
| T4 | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30° | 1,4 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| coefficiente che tiene conto delle condizioni topografiche | | ST= | 1,20 |
| coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche | | S= Ss*ST = | 1,440 |
| accelerazione orizzontale massima al sito | | ag = | 0,084 |
| | | agv = | 0,033 |
| PGA | | ag*S = | 0,121 |
| valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale | | Fo = | 2,563 |
| | | η = | 1,000 |
| Fattore di struttura | | q = | 1,000 |
| Azione orizzontale sismica massima | $T_B <= T < T_C$ | Se (T) = ag*S*η*Fo = | 0,3100 |
| fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima | | $Fv = 1{,}35*Fo*(agv/g)^{0,5}$ = | 0,629 |
| Azione verticale del sisma | $T_B <= T < T_C$ | Sve (T) = agv*S*η*Fv = | 0,1020 |

**CONTRIBUTO AZIONE SISMICA ASSOCIATO ALLA MASSA G1 + G2 ED ACCIDENTALE DA TRAFFICO $Q_{KJ}$**

Metà Altezza sezione impalcato ( Altezza di applicazione dell'azione sismica relatica all'impalcato) 0,65 m

**Determinazione della azione sismica che tiene conto delle masse associate ai carichi gravitazionali ( G1 + G2 + Q)**

Coefficiente di combinazione (§5.1.3.12 NTC2018) $\Psi_{2j}$ = 0,2

Azione verticali variabili da traffico $Q_{kj}$

| Appoggio | G1 +G2 [kN] | $\Psi_{2j}$ | $Q_{KJ}$ [KN] | $G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2,j} Q_{kj}$ [KN] | Azione sismica Oriz. [kN] | Azione sismica Vert. [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| A | 937,4 | 0,2 | 1975,5 | 1332,5 | 413,1 | 136 |
| B | 937,4 | 0,2 | 775,5 | 1092,5 | 338,7 | 111 |

**Momento flettente intradosso platea ripetto ai due assi baricentrici X-X e Y-Y**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Momento flettente intradosso platea per azione sismica orizzontale - Appoggio A; Asse X-X | $M_{xx,A}$ = | 5639,0 | kNm |
| Momento flettente intradosso platea per azione sismica orizzontale - Appoggio B; Asse X-X | $M_{xx,B}$ = | 4623,4 | kNm |
| Momento flettente intradosso platea per azione sismica orizzontale - Appoggio A; Asse Y-Y | $M_{yy,A}$ = | 5370,5 | kNm |
| Momento flettente intradosso platea per azione sismica orizzontale - Appoggio B; Asse Y-Y | $M_{yy,B}$ = | 4403,2 | kNm |
| **CONTRIBUTO AZIONE SISMICA ASSOCIATO ALLA MASSA DELLA PILA** | | | |
| Peso fusto + pulvino | $W_{_fusto_pulv}$ = | 7156,8 | kN |
| Baricentro del fusto + pulvino da intradosso platea | $YG_{_fusto_pulv}$ = | 7,4 | m |
| Azione orizzontale sismica su pulvino e fusto | $Sh_{_fusto_pulv}$ = | 2218,8 | kN |
| Peso platea | $W_{_platea}$ = | 3603,6 | kN |
| Baricentro della platea | $YG_{_platea}$ = | 0,9 | m |
| Azione orizzontale sismica su platea (PGA = ag*S) | $Sh_{_platea}$ = | 435,9 | kN |
| **Azione sismica totale su pila** | $Sh = Sh_{_fusto_pulv} + Sh_{_platea}$ = | **2654,6** | **kN** |
| Momento flettente per azione sismica su fusto + pulvino | $MSh_{_fusto_pulv} = Sh_{_fusto_pulv} * YG_{_fusto_pulv}$ = | 16419 | kNm |
| Momento flettente per azione sismica su platea | $MSh_{_platea} = Sh_{_platea} * YG_{_platea}$ = | 392 | kNm |
| **Momento flettente totale su pila all'intradosso platea** | $MSh = MSh_{_fusto_pulv} + MSh_{_platea}$ = | **16811** | **kNm** |

## *12.1.1. Azioni caratteristiche risultanti in sommità del pulvino*

Asse X : parallelo asse longintudinale ponte
Asse Y: trasversale asse ponte
Asse Z: Ortogonale soletta ponte

**AZIONI CARATTERISTICHE alla sommità del pulvino**

| | Appoggio | N [kN] | Tx[kN] | Ty[kN] | Mx[kNm] | My[kNm] | Mz[kNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **G1 + G2** | A | 937 | 0 | 0 | 797 | 0 | 0 |
| | B | 937 | 0 | 0 | 797 | 0 | 0 |
| **Q Schema1_Distribuiti** | A | 776 | 0 | 0 | 2107 | 388 | 0 |
| | B | 776 | 0 | 0 | 2107 | 0 | 0 |
| **Q Schema1_Tandem** | A | 1200 | 0 | 0 | 2520 | 600 | 0 |
| | B | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **Q_q9 (Res. Passiva)** | A | 0 | 874 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **0,30** | B | 0 | 514 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **Q_q3 (Frenamento)** | A | 0 | 449 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **Q_Vento_Impalcato** | A | 150 | 0 | 89 | 811 | 0 | 0 |
| | B | 150 | 0 | 89 | 811 | 0 | 0 |
| **Q_Vento_Pila** | A | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **E_Sisma_impalcato** | A | 136 | 413 | 413 | 269 | 0 | 0 |
| | B | 111 | 339 | 339 | 220 | 0 | 0 |

| | | |
|---|---|---|
| N_risult_appoggio A | **A** | **3199** |
| N_risult_appoggio B | **B** | **1975** |

### 12.1.2. Azioni nella combinazione di carico SLU in sommità della pila

| | | SLU | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Appoggio | γQi | ψ0i | N [kN] | Tx[kN] | Ty[kN] | Mx[kNm] | My[kNm] | Mz[kNm] |
| G1 + G2 | A | 1,50 | 1,0 | 1406 | 0 | 0 | 1195 | 0 | 0 |
| | B | 1,50 | 1,0 | 1406 | 0 | 0 | 1195 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Distribuiti | A | 1,35 | 1,0 | 1047 | 0 | 0 | 2845 | 523 | 0 |
| | B | 1,35 | 1,0 | 1047 | 0 | 0 | 2845 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Tandem | A | 1,35 | 1,0 | 1620 | 0 | 0 | 3402 | 810 | 0 |
| | B | 1,35 | 1,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q9 (Res. Passiva) | A | 1,35 | 1,0 | 0 | 1180 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,35 | 1,0 | 0 | 694 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q3 (Frenamento) | A | 1,35 | 1,0 | 0 | 606 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,35 | 1,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_Vento_Impalcato | A | 1,50 | 0,6 | 135 | 0 | 80 | 730 | 0 | 0 |
| | B | 1,50 | 0,6 | 135 | 0 | 80 | 730 | 0 | 0 |
| Q_Vento_Pila | A | 1,50 | 0,6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,50 | 0,6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Sisma_impalcato | A | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | A | | | *4208* | *1786* | *80* | *8172* | *1333* | *0* |
| | B | | | *2588* | *694* | *80* | *4770* | *0* | *0* |
| | | | | **6797** | **2480** | **161** | **12941** | **1333** | **0** |

### 12.1.3. Azioni nella combinazione di carico SLE_Rara in sommità della pila

| | | SLE_RARA | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Appoggio | γQi | ψ0i | N [kN] | Tx[kN] | Ty[kN] | Mx[kNm] | My[kNm] | Mz[kNm] |
| G1 + G2 | A | 1,00 | 1,0 | 937 | 0 | 0 | 797 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 1,0 | 937 | 0 | 0 | 797 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Distribuiti | A | 1,00 | 1,0 | 776 | 0 | 0 | 2107 | 388 | 0 |
| | B | 1,00 | 1,0 | 776 | 0 | 0 | 2107 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Tandem | A | 1,00 | 1,0 | 1200 | 0 | 0 | 2520 | 600 | 0 |
| | B | 1,00 | 1,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q9 (Res. Passiva) | A | 1,00 | 1,0 | 0 | 874 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 1,0 | 0 | 514 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q3 (Frenamento) | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_Vento_Impalcato | A | 1,00 | 0,6 | 90 | 0 | 54 | 487 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,6 | 90 | 0 | 54 | 487 | 0 | 0 |
| Q_Vento_Pila | A | 1,00 | 0,6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Sisma_impalcato | A | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | A | | | *3003* | *874* | *54* | *5911* | *988* | *0* |
| | B | | | *1803* | *514* | *54* | *3391* | *0* | *0* |
| | | | | **4806** | **1388** | **107** | **9301** | **988** | **0** |

### 12.1.4. Azioni nella combinazione di carico SLE_Freq_2a in sommità della pila

| | | SLE_FREQ_2a | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Appoggio | γQi | ψ1i | N [kN] | Tx[kN] | Ty[kN] | Mx[kNm] | My[kNm] | Mz[kNm] |
| G1 + G2 | A | 1,00 | 1,0 | 937 | 0 | 0 | 797 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 1,0 | 937 | 0 | 0 | 797 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Distribuiti | A | 1,00 | 0,4 | 310 | 0 | 0 | 843 | 155 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,4 | 310 | 0 | 0 | 843 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Tandem | A | 1,00 | 0,75 | 900 | 0 | 0 | 1890 | 450 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,75 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q9 (Res. Passiva) | A | 1,00 | 0,75 | 0 | 655 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,75 | 0 | 385 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q3 (Frenamento) | A | 1,00 | 1,0 | 0 | 449 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 1,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_Vento_Impalcato | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_Vento_Pila | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Sisma_impalcato | A | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | A | | | *2148* | *1105* | *0* | *3530* | *605* | *0* |
| | B | | | *1248* | *385* | *0* | *1640* | *0* | *0* |
| | | | | **3395** | **1490** | **0** | **5169** | **605** | **0** |

### 12.1.5. Azioni nella combinazione di carico SLE_Quasi perm. in sommità della pila

| | | SLE_Quasi_perm | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Appoggio | γQi | ψ1i | N [kN] | Tx[kN] | Ty[kN] | Mx[kNm] | My[kNm] | Mz[kNm] |
| G1 + G2 | A | 1,00 | 1,0 | 937 | 0 | 0 | 797 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 1,0 | 937 | 0 | 0 | 797 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Distribuiti | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Tandem | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q9 (Res. Passiva) | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q3 (Frenamento) | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_Vento_Impalcato | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_Vento_Pila | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Sisma_impalcato | A | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | A | | | *937* | *0* | *0* | *797* | *0* | *0* |
| | B | | | *937* | *0* | *0* | *797* | *0* | *0* |
| | | | | **1875** | **0** | **0** | **1594** | **0** | **0** |

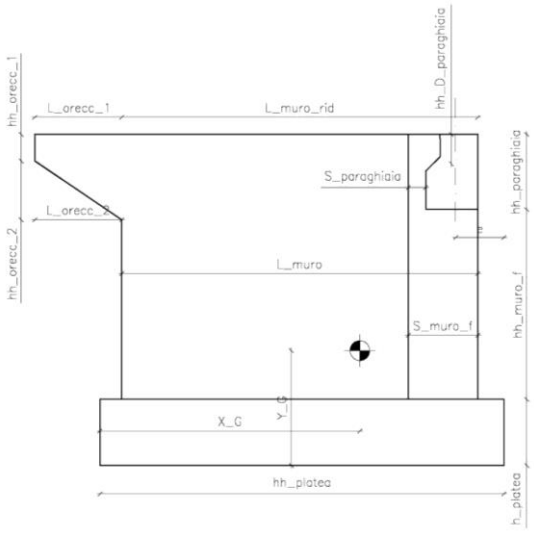
### *12.1.6. Azioni nella combinazione di carico SLV in sommità della pila*

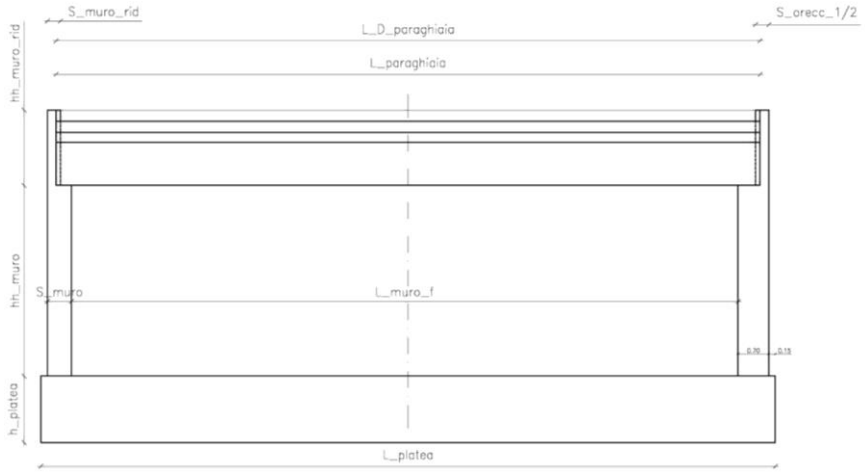
| | | SLV | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Appoggio | γQi | ψ2i | N [kN] | Tx[kN] | Ty[kN] | Mx[kNm] | My[kNm] | Mz[kNm] |
| G1 + G2 | A | 1,00 | 1,0 | 937 | 0 | 0 | 797 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 1,0 | 937 | 0 | 0 | 797 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Distribuiti | A | 1,00 | 0,2 | 155 | 0 | 0 | 421 | 78 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,2 | 155 | 0 | 0 | 421 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Tandem | A | 1,00 | 0,2 | 240 | 0 | 0 | 504 | 120 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q9 (Res. Passiva) | A | 1,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q3 (Frenamento) | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_Vento_Impalcato | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_Vento_Pila | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Sisma_impalcato | A | 1,00 | 1,0 | 136 | 413 | 413 | 269 | 0 | 0 |
| | B | 1,00 | 1,0 | 111 | 339 | 339 | 220 | 0 | 0 |
| | A | | | ***1468*** | ***413*** | ***413*** | ***1991*** | ***198*** | ***0*** |
| | B | | | ***1204*** | ***339*** | ***339*** | ***1438*** | ***0*** | ***0*** |
| | | | | **2672** | **752** | **752** | **3429** | **198** | **0** |

## 12.1. Sollecitazioni in sommità Spalle

Di seguito si riporta lo splittato dei calcoli, partendo dalla determinazione delle sollecitazioni elementari, per arrivare alla definizione delle sollecitazioni in sommità della spalla per le varie combinazioni di carico.

**Peso Permanente G1 Spalla**



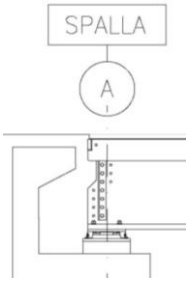

| | | | |
|---|---|---|---|
| Larghezza trasversale platea (y-y) | $L_{_platea}$ = | 16,8 | m |
| Altezza platea | $h_{_platea}$ = | 1,5 | m |
| Larghezza longitudinale platea (x-x) | $hh_{_platea}$ = | 9,3 | m |
| Volume platea | **$V_{_platea}$ =** | **234,36** | m3 |
| Ascissa baricentro platea | *$XG_{_platea}$ =* | *4,65* | *m* |
| Ordinata baricentro platea | *$YG_{_platea}$ =* | *0,75* | *m* |
| | | | |
| Altezza muro andatore | $hh_{_muro}$ = | 4 | m |
| Larghezza muro andatore | $L_{_muro}$ = | 8,2 | m |
| Spessore muro andatore | $S_{_muro}$ = | 0,7 | m |
| Volume muro (singolo) | **$V_{_muro}$ =** | **22,96** | m3 |
| Distanza da riferimento | | **0,5** | m |
| Ascissa baricentro muro | *$XG_{_muro}$ =* | *4,6* | *m* |
| Ordinata baricentro muro (Da intradosso platea) | *$YG_{_muro}$ =* | *3,5* | *m* |
| | | | |
| Altezza muro frontale | $hh_{_muro_f}$ = | 4,3 | m |
| Larghezza muro frontale | $L_{_muro_f}$ = | 15,1 | m |
| Spessore muro frontale | $S_{_muro_f}$ = | 1,6 | m |
| Volume muro frontale | **$V_{_muro_f}$ =** | **103,888** | m3 |
| Distanza da riferimento | | 7,1 | |
| Ascissa baricentro muro frontale | *$XG_{_muro}$ =* | *7,9* | *m* |
| Ordinata baricentro muro frontale (Da intradosso platea) | *$YG_{_muro}$ =* | *3,65* | *m* |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Altezza paraghiaia | $hh_{paraghiaia}$ = | 1,45 | m |
| Larghezza paraghiaia | $L_{paraghiaia}$ = | 16,1 | m |
| Spessore paraghiaia | $S_{paraghiaia}$ = | 0,4 | m |
| Volume paraghiaia | **$V_{paraghiaia}$ =** | **9,338** | m3 |
| Distanza da riferimento | | 7,1 | |
| Ascissa baricentro muro frontale | *$XG_{paraghiaia}$ =* | *7,30* | *m* |
| Ordinata baricentro muro frontale (Da intradosso platea) | *$YG_{paraghiaia}$ =* | *6,53* | *m* |
| | | | |
| Altezza dente paraghiaia | $hh_{D_paraghiaia}$ = | 0,66 | m |
| Larghezza dente paraghiaia | $L_{D_paraghiaia}$ = | 16,1 | m |
| Spessore dente paraghiaia | $S_{D_paraghiaia}$ = | 0,33 | m |
| Volume paraghiaia | **$V_{D_paraghiaia}$ =** | **3,507** | m3 |
| Distanza da riferimento | | 7,5 | |
| Ascissa baricentro muro frontale | *$XG_{D_paraghiaia}$ =* | *7,665* | *m* |
| Ordinata baricentro muro frontale (Da intradosso platea) | *$YG_{D_paraghiaia}$ =* | *6,92* | *m* |
| | | | |
| Altezza muro andatore_sp ridotto | $hh_{muro_rid}$ = | 2 | m |
| Larghezza muro andatore_sp ridotto | $L_{muro_rid}$ = | 8,2 | m |
| Spessore muro andatore_sp ridotto | $S_{muro_rid}$ = | 0,4 | m |
| Volume muro andatore_sp ridotto (singolo) | **$V_{muro_rid}$ =** | **6,56** | m3 |
| Distanza da riferimento | | **0,5** | m |
| Ascissa baricentro muro andatore_sp ridotto | *$XG_{muro_rid}$ =* | *4,60* | *m* |
| Ordinata baricentro muro andatore_sp ridotto (Da intradosso platea) | *$YG_{muro_rid}$ =* | *6,80* | *m* |
| | | | |
| Altezza orecchio1 | $hh_{orecc_1}$ = | 0,6 | m |
| Larghezza orecchio1 | $L_{orecc_1}$ = | 2 | m |
| spessore orecchio1 (singolo) | $S_{orecc_1}$ = | 0,4 | m |
| Volume orecchio1 (singolo) | **$V_{orecc_1}$ =** | **0,48** | m3 |
| Distanza da riferimento | | **-1,5** | m |
| Ascissa baricentro orecchio1 | *$XG_{orecc_1}$ =* | *-0,5* | *m* |
| Ordinata baricentro orecchio1 (Da intradosso platea) | *$YG_{orecc_1}$ =* | *6,65* | *m* |
| | | | |
| Altezza orecchio2 | $hh_{orecc_2}$ = | 1,4 | m |
| Larghezza orecchio2 | $L_{orecc_2}$ = | 2 | m |
| spessore orecchio2 (singolo) | $S_{orecc_2}$ = | 0,4 | m |
| Volume orecchio2 (singolo) | **$V_{orecc_2}$ =** | **0,560** | m3 |
| Distanza da riferimento | | **-1,5** | m |
| Ascissa baricentro orecchio2 | *$XG_{orecc_2}$ =* | *-0,17* | *m* |
| Ordinata baricentro orecchio2 (Da intradosso platea) | *$YG_{orecc_2}$ =* | *6,43* | *m* |
| | | | |
| Volume totale spalla | **$V_{tot_spalla}$ =** | **412,21** | **m3** |
| Peso spalla | $W_{spalla}$ = | 10305,3 | kN |
| Altezza appoggi da intredosso platea | $h_{app}$ = | 5,8 | m |
| | | | |
| **Ascissa baricentro spalla** | **XG =** | 5,523 | m |
| **Ordinata baricentro spalla** | **YG =** | 2,192 | m |
| **Eccentricità tra baricentro spalla e baricentro pali** | **EE =** | 0,873 | m |

**Permanente Strutturale G1 + Permanente portato G2 - IMPALCATO PROVVISIORIO**

Le sollecit. derivanti da peso proprio degli elementi strutturali G1 ed elementi non strutturali G2 vengono ricavanti dagli elaborati grafici forniti dal fornitore del ponte provvisorio. I valori dichiarati dal fornitore vengono maggiorati del : 20,00%

| | | |
|---|---|---|
| *Azione verticale all'appoggio* | *Rz* | |
| *Azione orizzontale all'appoggio per attrito* | *Rx* | |
| *Percentuale di maggiorazione dei carichi* | | 20,00% |




***Permanente Strutturale G1 + Permanenet portatop G2 - Risultante Azioni verticali***

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appoggio | A | 781,2 | kN | Maggiorazione 20% | Rz_A = | 937,44 | kN |
| Appoggio | B | 781,2 | kN | Maggiorazione 20% | Rz_B = | 937,44 | kN |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Distanza appaggio dell'impalcato da bordo platea (spalla) | e = | 0,5 | m |

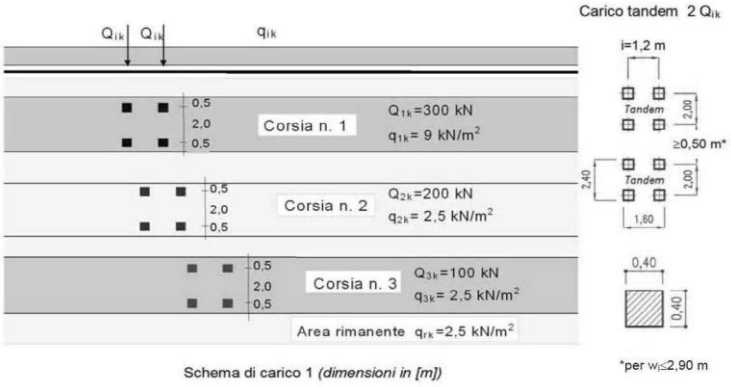
**Accidentale da Traffico**

***Geometria impalcato***

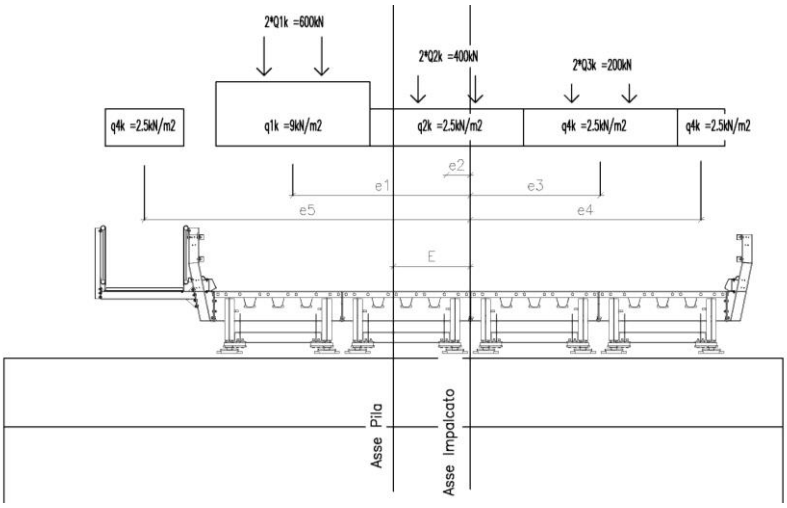
| | | | |
|---|---|---|---|
| Lunghezza impalcato | L_imp = | 33 | [m] |
| Larghezza carreggiata | hh_imp = | 9,5 | [m] |

**Schema carichi mobili: SCHEMA 1 ( §5.1.3.3.5 NTC2018 )**

Di seguito si riporta lo schema di carico accidentale da traffico utilizzato per la determinazione delle sollecitazioni agenti su pile e sotto-fondazioni




Schema di carico 1 *(dimensioni in [m])*




Si riporta di seguito la risultante delle **sollecitazione verticali** generate dallo schema di carico accidentale da traffico precedentememte definito

**Azioni verticali**

| | Larghezza [m] | Lunghezza [m] | Ai [m2] | qik [kN/m2] | QiK [kN] | qik ris [kN] | QiK_ris [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***Passerella pedonale*** | 1,5 | 33 | 49,5 | 2,5 | 0 | 123,8 | 0 |
| ***Corsia w1*** | 3 | 33 | 99 | 9 | 600 | 891,0 | 600 |
| ***Corsia w2*** | 3 | 33 | 99 | 2,5 | 400 | 247,5 | 400 |
| ***Corsia w3*** | 3 | 33 | 99 | 2,5 | 200 | 247,5 | 200 |
| ***Rimanente*** | 0,5 | 33 | 16,5 | 2,5 | 0 | 41,3 | 0 |
| | | | | | | **1551,0** | **1200,0** |

Si determinano di seguito la risultante dei momenti flettenti agenti nelle due direzioni in sommità della pila indotti da carichi accidentali da traffico

**Momento flettente lungo asse LONGITUDINALE STRADALE X-X**

Disassamento Pila - Impalcato — E = -0,85

Eccentricità asse passerella pedonale da asse impalcato — 6,5 m

| | $e_i$ [m] | $e'_i = e' - E$ [m] | $q_{ik\ ris}$ [kN] | $Q_{iK}$ [kN] | $e'_{i*qik\ ris}$ [kNm] | $e'_{i*Qik}$ [kNm] | $M_{ris_B}$ [kNm] | $M_{ris_A}$ [kNm] | $M_{_tot_X-X}$ [kNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***q_Pass_pedonale*** | 6,5 | 7,35 | 123,8 | 0 | 909,6 | 0 | 454,8 | 454,8 | 909,6 |
| ***q1k*** | 3,3 | 4,10 | 891,0 | 0 | 3653,1 | 0 | 1826,6 | 1826,6 | 3653,1 |
| ***q2k*** | 0,3 | 1,10 | 247,5 | 0 | 272,3 | 0 | 136,1 | 136,1 | 272,3 |
| ***q3k*** | -2,8 | -1,90 | 247,5 | 0 | -470,3 | 0 | -235,1 | -235,1 | -470,3 |
| ***q_rim*** | -4,5 | -3,65 | 41,3 | 0 | -150,6 | 0 | -75,3 | -75,3 | -150,6 |
| | | | | | | | **2107,1** | **2107,1** | **4214,1** |
| ***Q1k*** | 3,3 | 4,10 | 0 | 600 | 0 | 2460 | 0 | 2460 | 2460,0 |
| ***Q2k*** | 0,3 | 1,10 | 0 | 400 | 0 | 440 | 0 | 440 | 440,0 |
| ***Q3k*** | -2,8 | -1,90 | 0 | 200 | 0 | -380 | 0 | -380 | -380,0 |
| | | | | | | | **0,0** | **2520,0** | **2520,0** |

**Momento flettente lungo asse TRASVERSALE Y-Y**

Risultante azione verticale da carico ripartito (traffico) _ Appoggio A (una campata carica ed una scarica) — $q_{ik\ ris}$ = 775,5 kN

Risultante azione verticale da tandem — $Q_{IK_Tot}$ = 1200,0 kN

Eccentricità appoggi rispetto asse pila ( Eccentricità in direzione asse longitudinale) — e = 0,5 [m]

***Momento flettente su pila per carico da traffico ripartito*** — **$M_{_tot_Y-Y} = q_{ik\ ris} * e$ = 387,75 kNm**

***Momento flettente su pila per carico da tendem*** — **$M'_{_tot_Y-Y} = Q_{iK_Tot} * e$ = 600,00 kNm**

**Azione variabile da traffico. Azione Longitudinale da Frenamento o accelerazione q3**

Di seguito si riporta la determinazione della risultante dell'azione longitudinale di frenamento ( §5.1.3.5 NTC2018 )

*Lunghezza dell'impalcato : L*
*Carico Tandem: $2Q_{1k}$*
*Larghezza corsia convenzionale: w1*
*Carico ripartito su corsia convenzionale w1 : $q_{1k}$*

$$180kN <= q_3 = 0,6(2Q_{1k})+0,1*q_{1k}*w_1*L <= 900kN$$

**$q_{_3_freman}$ = 449,1 kN**

**Resistenza passiva dei vincoli q9 (§5.1.3.11 NTC2018)**

***Resistenza passiva dei vincoli q9 (§5.1.3.11 NTC2018) - Risultante Azioni orizzontali generata dalle sollecitazioni G1 + G2***

Si prescrive l'inserimento di un foglio di interposizione in teflon tra appoggi del ponte provvisorio e baggioli

Coefficiente di attrito — μ = 0,3

Appoggio A — Rxμ_A = 281,2 kN

Appoggio B — Rxμ_B = 281,2 kN

***Resistenza passiva dei vincoli q9 (§5.1.3.11 NTC2018) - Risultante Azioni orizzontali generata dalle sollecitazioni Q_traffico***

***Carichi da traffico uniformemente distribuiti qik***

Appoggio A — Rxq_A = **232,7** kN

Appoggio B — Rxq_B = **232,7** kN

***Carichi da traffico Concentrati QiK***

Appoggio A — RxQ_A = **360,0** kN

Appoggio B — RxQ_B = 0 kN

Resiatenza passiva per carico da traffico (qik + Qik) - Appoggio B — **Rx_A = Rxq_A + RxQ_A = 592,7 kN**

Resiatenza passiva per carico da traffico (qik + Qik) - Appoggio A — **Rx_B = Rxq_B + RxQ_B = 232,7 kN**

***Resistenza passiva dei vincoli q9 (§5.1.3.11 NTC2018) - Risultante Azioni orizzontali generata dalle sollecitazioni Q_traffico più permanenti G1 e G2***

Risltante resistenza passiva dei vincoli (G1 +G2 + Q_traffico)_ Appoggio A — **Rx_A_tot = 873,9 kN**

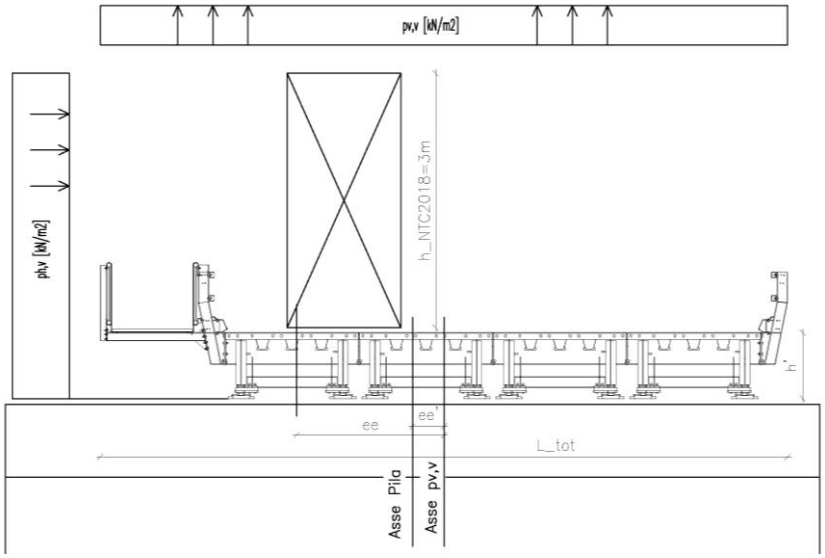
Risltante resistenza passiva dei vincoli (G1 +G2 + Q_traffico)_ Appoggio B — **Rx_B_tot = 513,9 kN**

**Vento**

**Azione del Vento su Impalcato**

Si determina successimente le sollecitazioni caratteristiche sulla sommità della pila indotte dal vento agente sull'impalcato

*Schema di calcolo*




| | | | |
|---|---|---|---|
| Altezza sezione impalcato | h'= | 1,3 | m |
| Altezza carichi transitanti (§5.1.3.7 NTC2018) | $h_{_NTC2018}$ = | 3,0 | m |
| Larghezza totale impalcato ( Inclusa passerella) | $L_{_tot}$ = | 12,8 | m |
| Eccentricità dell'azione verticale risultante del vento | ee = $L_{_tot}/4$= | 3,21 | m |
| Distanza asse Pila da asse superficie impalcato esposta ad azione verticale del vento | ee'= | -0,910 | m |
| Area esposta all'azione orizzontale del vento | $A_h$ = (h'+$h_{_NTC2018}$)*$L_{_imp}$ = | 141,9 | m2 |
| Area esposta all'azione verticale del vento | $A_v$ = $L_{_tot}$ * $L_{_imp}$ = | 423,4 | m2 |
| Pressione Orizzontale del vento | **$p_{h,v}$ =** | **1,26** | **kN/m2** |
| Pressione Verticale del Vento | **$p_{v,v}$ =** | **0,71** | **kN/m2** |
| Altezza applicazione spinta del vento | h'' = (h'+$h_{_NTC2018}$) / 2 = | 2,15 | m |
| Altezza totale pila + platea | h''' = | 10 | m |
| **Azione <u>Orizzontale</u> risultante del vento** | **$F_{h,v}$ = $p_{h,v}$ *$A_h$ =** | **178,8** | **kN** |
| **Azione <u>Verticale</u> risultante del vento (diretta verso basso)** | **$F_{v,v}$ = $p_{v,v}$ *$A_v$ =** | **300,6** | **kN** |
| **Momento Torcente su impalcato per azione orizzontale del vento** | $M_{h,v,x\text{-}x}$ = $F_{h,v}$ * h''= | **384,4** | **kNm** |
| **Momento Torcente su impalcato per azione verticale del vento** | $M_{v,v,x\text{-}x}$ = $F_{h,v}$ *(ee-ee') = | **1237,7** | **kNm** |
| **Momento Torcente totale indotto da azione orizzontale e verticale del vento** | **$M_{_tot,x\text{-}x}$= $M_{h,v,x\text{-}x}$ + $M_{v,v,x\text{-}x}$ =** | **1622,2** | **kNm** |
| **Momento flettente da azione orizzontale vento ad intradosso platea** | **M'$_{_tot,x\text{-}x}$= $M_{_tot,x\text{-}x}$ + $F_{h,v}$ * h''' =** | **3410,1** | **kNm** |

**Sisma**

**Tab. 3.2.III** – *Categorie topografiche*

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|---|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15° |
| T2 | Pendii con inclinazione media i > 15° |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30° |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30° |

Categoria topografica T2
Categoria sottosuolo B

**Tab. 3.2.IV** – *Espressioni di $S_S$ e di $C_C$*

| Categoria sottosuolo | $S_S$ | $C_C$ |
|---|---|---|
| A | 1,00 | 1,00 |
| B | $1{,}00 \le 1{,}40 - 0{,}40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}20$ | $1{,}10 \cdot (T_C^*)^{-0{,}20}$ |
| C | $1{,}00 \le 1{,}70 - 0{,}60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}50$ | $1{,}05 \cdot (T_C^*)^{-0{,}33}$ |
| D | $0{,}90 \le 2{,}40 - 1{,}50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}80$ | $1{,}25 \cdot (T_C^*)^{-0{,}50}$ |
| E | $1{,}00 \le 2{,}00 - 1{,}10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}60$ | $1{,}15 \cdot (T_C^*)^{-0{,}40}$ |

coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo Ss = 1,200
Cc = 1,357

**Tab. 3.2.V** – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica $S_T$*

| Categoria topografica | Ubicazione dell'opera o dell'intervento | $S_T$ |
|---|---|---|
| T1 | - | 1,0 |
| T2 | In corrispondenza della sommità del pendio | 1,2 |
| T3 | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30° | 1,2 |
| T4 | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30° | 1,4 |

coefficiente che tiene conto delle condizioni topografiche ST= 1,20
coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche S= Ss*ST = 1,440
accelerazione orizzontale massima al sito ag = 0,084
agv = 0,033

PGA ag*S = 0,121
valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale Fo = 2,563
η = 1,000

Fattore di struttura q = 1,000
Azione orizzontale sismica massima $T_B <= T < T_C$ Se (T) = ag*S*η*Fo = 0,3100
fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima Fv = 1,35*Fo*$(agv/g)^{0,5}$ = 0,629
Azione verticale del sisma $T_B <= T < T_C$ Sve (T) = agv*S*η*Fv = 0,1020

**CONTRIBUTO AZIONE SISMICA ASSOCIATO ALLA MASSA G1 + G2 ED ACCIDENTALE DA TRAFFICO $Q_{KJ}$**

Metà Altezza sezione impalcato ( Altezza di applicazione dell'azione sismica relatica all'impalcato) 0,65 m

**Determinazione della azione sismica che tiene conto delle masse associate ai carichi gravitazionali ( G1 + G2 + Q)**

Coefficiente di combinazione (§5.1.3.12 NTC2018) $\Psi_{2j}$ = 0,2
Azione verticali variabili da traffico $Q_{kj}$

| Appoggio | G1 +G2 [kN] | $\Psi_{2j}$ | $Q_{KJ}$ [KN] | $G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$ [KN] | Azione sismica Oriz. [kN] | Azione sismica Vert. [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| A | 937,4 | 0,2 | 1975,5 | 1332,5 | 413,1 | 136 |
| B | 937,4 | 0,2 | 775,5 | 1092,5 | 338,7 | 111 |

**Momento flettente intradosso platea ripetto ai due assi baricentrici X-X e Y-Y**

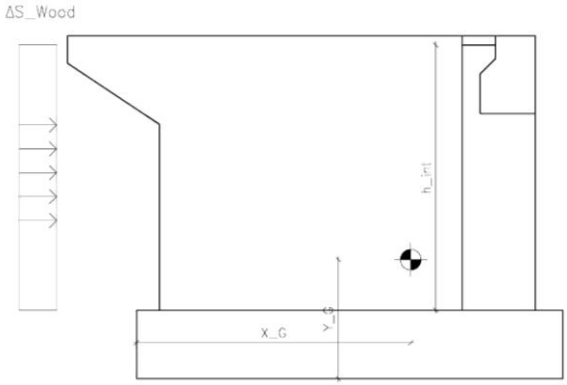
Momento flettente intradosso platea per azione sismica orizzontale - Appoggio A; Asse X-X $M_{xx,A}$ = 4399,7 kNm
Momento flettente intradosso platea per azione sismica orizzontale - Appoggio B; Asse X-X $M_{xx,B}$ = 3607,3 kNm

Momento flettente intradosso platea per azione sismica orizzontale - Appoggio A; Asse Y-Y $M_{yy,A}$ = 4131,1 kNm
Momento flettente intradosso platea per azione sismica orizzontale - Appoggio B; Asse Y-Y $M_{yy,B}$ = 3387,1 kNm

**CONTRIBUTO AZIONE SISMICA ASSOCIATO ALLA MASSA DELLA SPALLA**

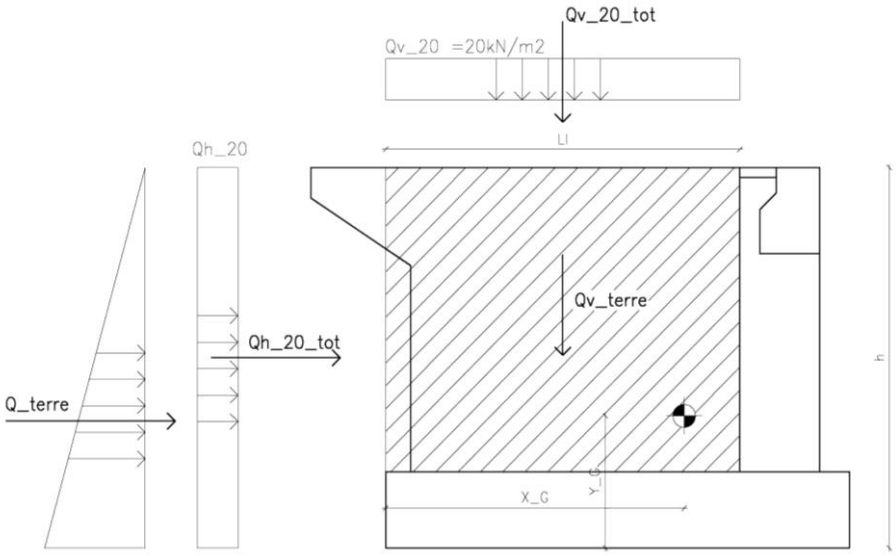
Peso spalla $W_{_spalla}$ = 10305,3 kN
Azione sismica orizzontale data da peso proprio della spalla $S_{h_spalla}$ = ag*S*$W_{_spalla}$ = 1246,5 kN

**CONTRIBUTO AZIONE SISMICA ASSOCIATO ALLA MASSA DEL TERRENO TERGO SPALLA**




| | | | |
|---|---|---|---|
| Peso specifico del terreno | $\gamma$ = | 19 | kN/m3 |
| Larghezza spalla | L = | 16,5 | m |
| Altezza interna spalla | h_int= | 5,75 | m |
| Coefficiente | $\beta_m$ = | 1 | |
| Accelerazione massima orizzontale | $a_{max} = S_s*S_T*a_g/g$= | 0,121 | |
| Coefficiente sismico orizzontale | $k_h = \beta_m*a_{max}$ = | 0,121 | |
| Azione sismica secondo teoria di Wood per unità di larghezza | $\Delta S_{Wood} = k_h*\gamma*h_{int}^2$ = | **76** | **kN/m** |
| Azione sismica totale di Wood | **$\Delta S_{Wood_Tot} = \Delta S_{wood}$ * L =** | **1253,8** | **kN** |

**Risultante peso proprio del terreno agente sulla zattera della spalla G1_terreno**




| | | | |
|---|---|---|---|
| Larghezza zattera di fondazione (Direzione Long.) | Ll = | 7,10 | m |
| Altezza interna spalla | h_int = | 5,75 | m |
| Larghezza interna spalla (Direzione Trasv.) | Lh_int = | 15,10 | m |
| Volume terreno | $V_{terreno}$ = | 616,46 | m3 |
| **Risultante azione verticale generata dal peso proprio del terreno** | **Qv_terre=** | **11712,69** | **kN** |

**Spinta orizzontale delle terre - Q_terre**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Peso specifico del terreno | $\gamma$ = | 19 | kN/m3 |
| Angolo di resistenza a taglio | $\phi$ = | 35 | ° |
| Intercetta di coesione | cu = | 0 | |
| Coefficiente di spinta a riposo | ko = | 0,426 | |
| Altezza spalla | h = | 7,25 | m |
| Larghezza spalla | L = | 16,5 | m |
| Risultante spinta terre per unità di larghezza | q_terre = $1/2*\gamma*ko*h^2$= | 212,9 | kN/m |
| **Risultante spinta delle terre agenti sulla spalla** | **Q_terre=q_terre * L =** | **3513,4** | **kN** |

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Risultante spinta verticale da Carico Acc. Q = 20kN/m2** | | | |
| Sovraccarico accidentale | $Qv_{_20}$ = | 20 | kN/m2 |
| Larghezza spalla (Direzione Trasv.) | L = | 16,5 | m |
| Larghezza zattera di fondazione (Direzione Long.) | Ll = | **8,70** | **m** |
| Area di influenza Q=20kN/m2 su zattera di fondazione | $A_{_zattera}$ = | **143,55** | **m2** |
| Risultante azione verticale da carico accidentale | **$Qv_{_20_}$tot =** | **2871,0** | **kN** |
| **Risultante spinta orizzontale da Carico Acc. Q = 20kN/m2** | | | |
| Spinta orizzontale da carico accidentale | $Qh_{_20}$ = ko*$Q_{_20}$ = | 8,53 | kN/m2 |
| Risultante Spinta orizzontale da carico accidentale | **$Qh_{_20_}$tot = Qh*L*h =** | **1020,2** | **kN** |

## *12.1.1. Azioni caratteristiche risultanti della spalla*

Asse X : parallelo asse longitudinale ponte
Asse Y: trasversale asse ponte
Asse Z: Ortogonale soletta ponte

| | Appoggio | N [kN] | Tx[kN] | Ty[kN] | Mx[kNm] | My[kNm] | Mz[kNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **G1 + G2** | A | 937 | 0 | 0 | 797 | 0 | 0 |
| **G1_spalla** | A | 10305 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **Q Schema1_Distribuiti** | A | 776 | 0 | 0 | 2107 | 388 | 0 |
| **Q Schema1_Tandem** | A | 1200 | 0 | 0 | 2520 | 600 | 0 |
| **Q_q9 (Res. Passiva)** | A | 0 | 874 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **Q_q3 (Frenamento)** | A | 0 | 449 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **Q_Vento** | A | 150 | 0 | 89 | 811 | 0 | 0 |
| **Qv_terre** | A | 11713 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **Qh_terre** | A | 0 | 3513 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **Qv_20kN/mq** | A | 2871 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **Qh_20kN/mq** | A | 0 | 1020 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **E_Wood** | A | 0 | 1254 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **E_peso spalla** | A | 0 | 1247 | 1247 | 0 | 0 | 0 |
| **E_Sisma_ponte** | A | 136 | 413 | 413 | 269 | 0 | 0 |
| | | **28088** | | | | | |

### 12.1.2. Azioni nella combinazione di carico SLU in sommità della spalla

| | | SLU | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Appoggio | γQi | ψ0i | N [kN] | Tx[kN] | Ty[kN] | Mx[kNm] | My[kNm] | Mz[kNm] |
| G1 + G2 | A | 1,50 | 1,0 | 1406 | 0 | 0 | 1195 | 0 | 0 |
| G1_spalla | A | 1,35 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Distribuiti | A | 1,35 | 1,0 | 1047 | 0 | 0 | 2845 | 523 | 0 |
| Q Schema1_Tandem | A | 1,35 | 1,0 | 1620 | 0 | 0 | 3402 | 810 | 0 |
| Q_q9 (Res. Passiva) | A | 1,35 | 1,0 | 0 | 1180 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q3 (Frenamento) | A | 1,35 | 0,0 | 0 | 606 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_Vento | A | 1,50 | 0,6 | 135 | 0 | 80 | 730 | 0 | 0 |
| Qv_terre | A | 1,35 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qh_terre | A | 1,35 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qv_20kN/mq | A | 1,35 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qh_20kN/mq | A | 1,35 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Wood | A | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_peso spalla | A | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Sisma_ponte | A | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | | | **4208** | **1786** | **80** | **8172** | **1333** | **0** |

### 12.1.3. Azioni nella combinazione di carico SLE_RARA in sommità della spalla

| | | SLE_RARA | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Appoggio | γQi | ψ0i | N [kN] | Tx[kN] | Ty[kN] | Mx[kNm] | My[kNm] | Mz[kNm] |
| G1 + G2 | A | 1,00 | 1,0 | 937 | 0 | 0 | 797 | 0 | 0 |
| G1_spalla | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Distribuiti | A | 1,00 | 1,0 | 776 | 0 | 0 | 2107 | 388 | 0 |
| Q Schema1_Tandem | A | 1,00 | 1,0 | 1200 | 0 | 0 | 2520 | 600 | 0 |
| Q_q9 (Res. Passiva) | A | 1,00 | 1,0 | 0 | 874 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q3 (Frenamento) | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_Vento | A | 1,00 | 0,6 | 90 | 0 | 54 | 487 | 0 | 0 |
| Qv_terre | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qh_terre | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qv_20kN/mq | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qh_20kN/mq | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Wood | A | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_peso spalla | A | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Sisma_ponte | A | 0,00 | 1,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | | | **3003** | **874** | **54** | **5911** | **988** | **0** |

### 12.1.4. Azioni nella combinazione di carico SLE_FREQ_2a in sommità della spalla

| | | SLE_FREQ_2a | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Appoggio | γQi | ψ1i | N [kN] | Tx[kN] | Ty[kN] | Mx[kNm] | My[kNm] | Mz[kNm] |
| G1 + G2 | A | 1,00 | 1,0 | 937 | 0 | 0 | 797 | 0 | 0 |
| G1_spalla | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Distribuiti | A | 1,00 | 0,4 | 310 | 0 | 0 | 843 | 155 | 0 |
| Q Schema1_Tandem | A | 1,00 | 0,75 | 900 | 0 | 0 | 1890 | 450 | 0 |
| Q_q9 (Res. Passiva) | A | 1,00 | 0,75 | 0 | 655 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q3 (Frenamento) | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_Vento | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qv_terre | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qh_terre | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qv_20kN/mq | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qh_20kN/mq | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Wood | A | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_peso spalla | A | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Sisma_ponte | A | 0,00 | 1,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | | | **2148** | **655** | **0** | **3530** | **605** | **0** |

### 12.1.5. Azioni nella combinazione di carico SLE_Quasi Perm. in sommità della spalla

| | | SLE_Quasi Perm. | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Appoggio | γQi | ψ1i | N [kN] | Tx[kN] | Ty[kN] | Mx[kNm] | My[kNm] | Mz[kNm] |
| G1 + G2 | A | 1,00 | 1,0 | 937 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| G1_spalla | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Distribuiti | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Tandem | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q9 (Res. Passiva) | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q3 (Frenamento) | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_Vento | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qv_terre | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qh_terre | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qv_20kN/mq | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qh_20kN/mq | A | 1,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Wood | A | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_peso spalla | A | 0,00 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Sisma_ponte | A | 0,00 | 1,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | | | **937** | **0** | **0** | **0** | **0** | **0** |

### *12.1.6. Azioni nella combinazione di carico SLV in sommità della spalla*

| | | SLV | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Appoggio | γQi | ψ2i | N [kN] | Tx[kN] | Ty[kN] | Mx[kNm] | My[kNm] | Mz[kNm] |
| G1 + G2 | A | 1,00 | 1,00 | 937 | 0 | 0 | 797 | 0 | 0 |
| G1_spalla | A | 1,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Distribuiti | A | 1,00 | 0,20 | 155 | 0 | 0 | 421 | 78 | 0 |
| Q Schema1_Tandem | A | 1,00 | 0,20 | 240 | 0 | 0 | 504 | 120 | 0 |
| Q_q9 (Res. Passiva) | A | 1,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q3 (Frenamento) | A | 1,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_Vento | A | 1,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qv_terre | A | 1,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qh_terre | A | 1,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qv_20kN/mq | A | 1,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Qh_20kN/mq | A | 1,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Wood | A | 1,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_peso spalla | A | 1,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Sisma_ponte | A | 1,00 | 1,00 | 136 | 413 | 413 | 269 | 0 | 0 |
| | | | | **1468** | **413** | **413** | **1991** | **198** | **0** |

# 13. VERIFICA DELLE PILE

Al fine della verifica delle pile viene creato un modello di calcolo delle stesse, a cui vengono applicati in sommità i carichi già calcolati.

## 13.1. Descrizione del modello di calcolo

La pila è modellata tramite un elemento beam verticale e collegate ai pali di fondazione tramite elementi shell rappresentanti la platea.

Nel seguito si riportano alcune schermate del modello di calcolo.

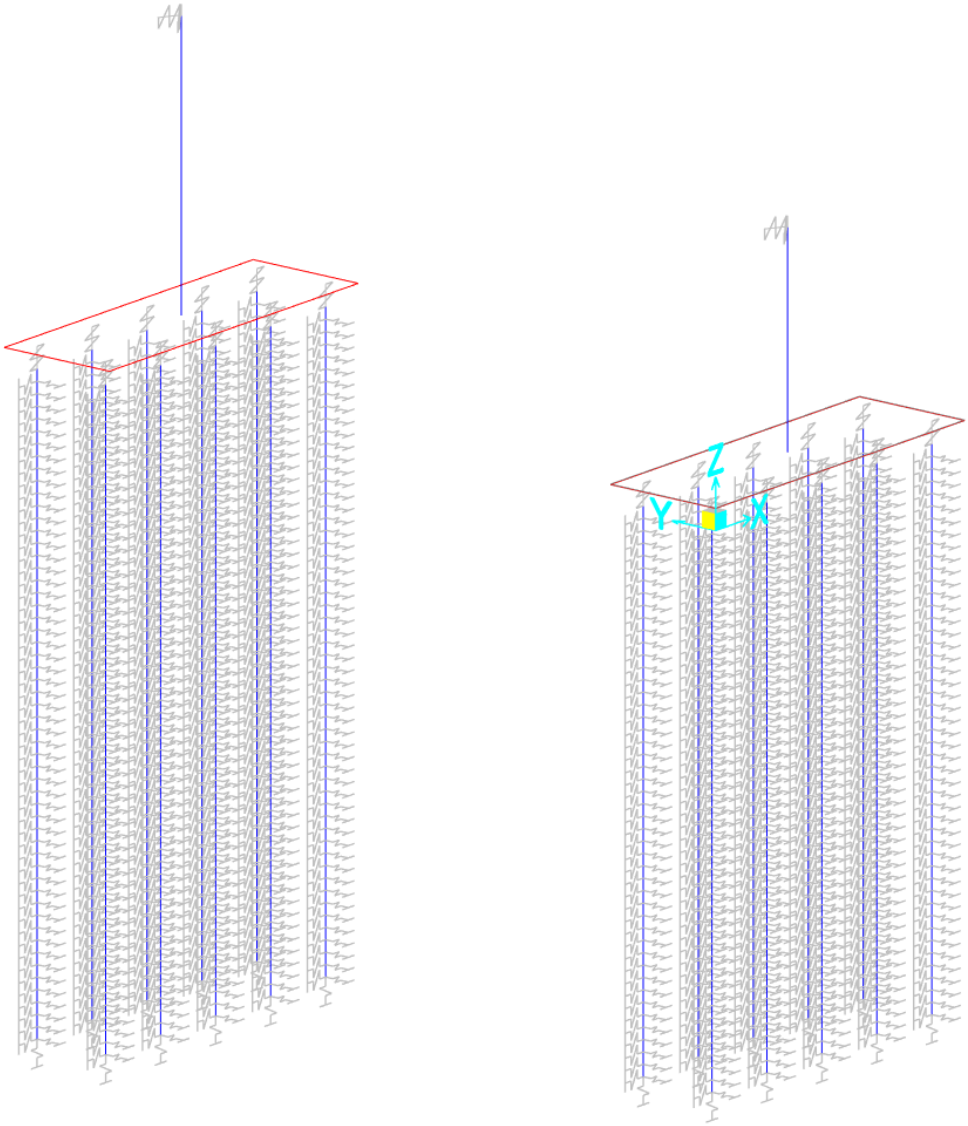



**Figura 21: Modello di calcolo – vista prospettica unifilare**

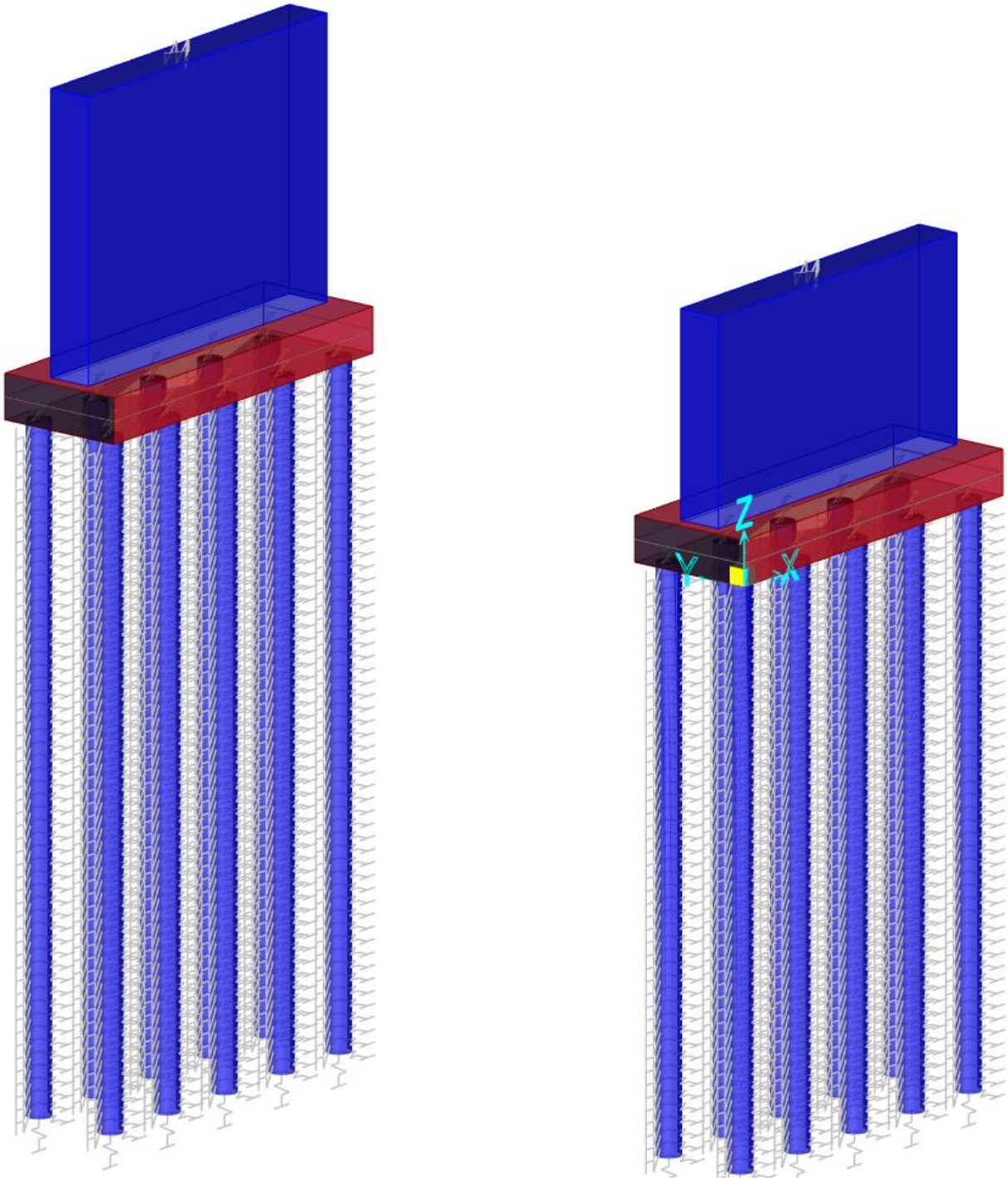



**Figura 22 Modello di calcolo – vista prospettica estrusa**

Si riportano nel seguito le sezioni considerate per pile e pali.

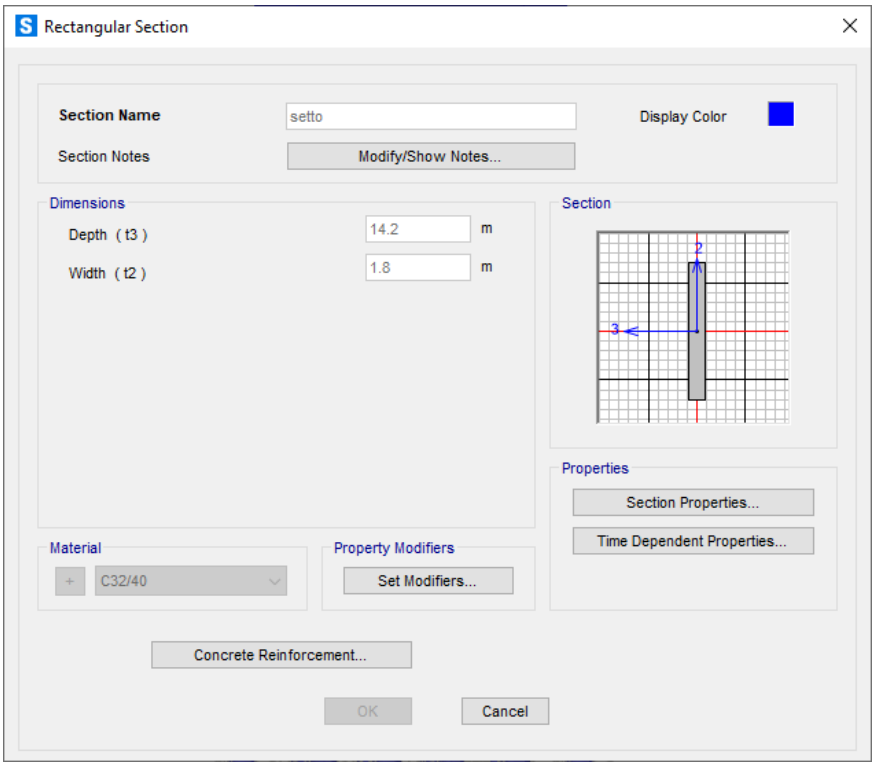



**Figura 23 Sezione della pila**

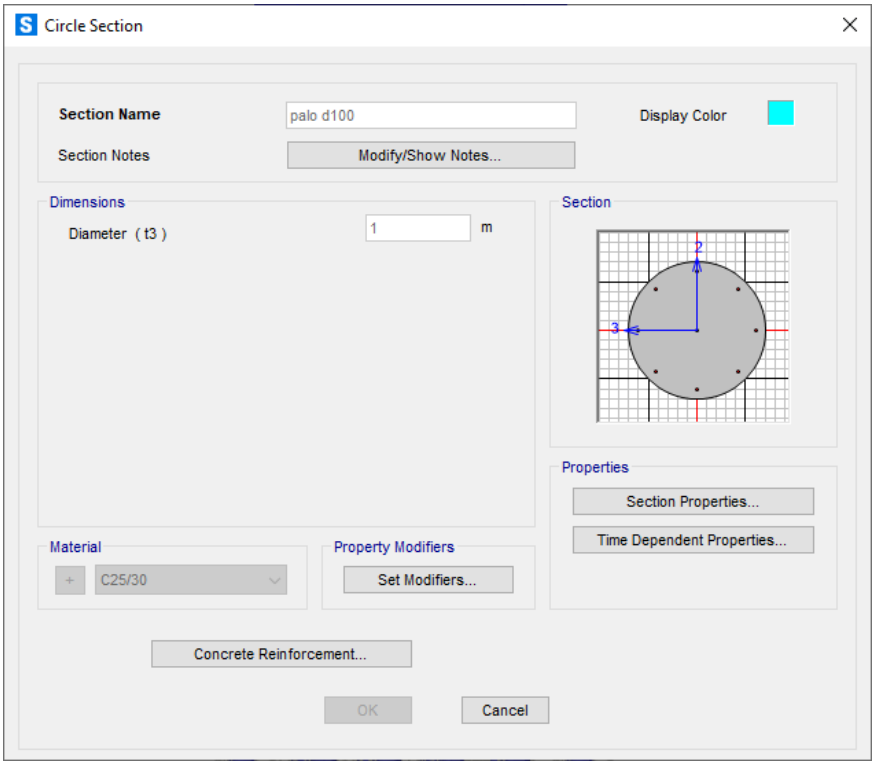



**Figura 24 Sezione dei pali**

## 13.2. Interazione palo-terreno

Il problema di un palo isolato caricato in testa da un'azione orizzontale viene trattato generalmente schematizzando il terreno come un mezzo alla Winkler. Ad ogni elemento viene attribuita una molla elastica orizzontale ricavata in modo differente per i terreni incoerenti e le argille NC e per le argille OC.

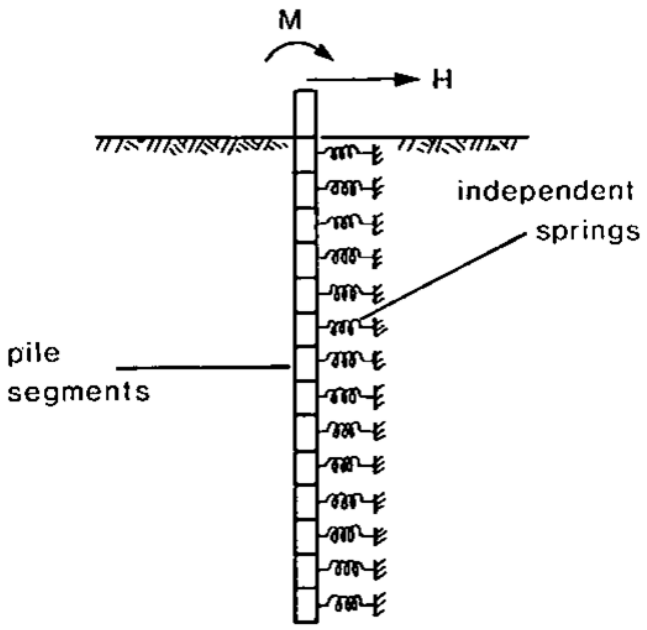



*Figura 13-25 Rappresentazione schematica dell'interazione palo-terreno con mezzo alla Winkler*

Per i terreni incoerenti e le argille NC o leggermente OC si utilizza la teoria di Matlock e Reese (1956):

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{d}$$

Avendo indicato con:

- $k_h$ il coefficiente di reazione orizzontale del terreno [kN/m$^3$];
- $n_h$ la costante di reazione orizzontale del terreno [kN/m$^3$];
- $z$ la profondità dal p.c. originario [m];
- $d$ il diametro del palo [m].

Per i terreni incoerenti, vale la seguente relazione:

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma'}{1{,}35}$$

dove $\gamma'$ è il valore del peso dell'unità di volume immerso nel caso di terreno sotto falda (nel caso di terreno sopra falda si utilizza il peso dell'unità di volume totale) e A un parametro che dipende dallo stato di addensamento. Valori orientativi di A sono riportati in tab.

| Stato di addensamento | Sciolto | Medio | Denso |
|---|---|---|---|
| Campo dei valori di A | 100-300 | 300-1000 | 1000-3000 |
| Valore consigliato di A | 200 | 600 | 1500 |

*Tabella 13-1 Valori orientativi di A per terreni incoerenti (Viggiani, 1999)*

Per le argille NC o le argille leggermente OC si può fare riferimento ai valori di $n_h$ riportati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**.

| Tipo di terreno | $n_h$ [kN/m3] | Autori |
|---|---|---|
| Argilla NC o lievemente OC | 200÷3500 | Reese, Matlock, 1956 |
| Argilla organica NC | 100÷800 | Davisson, 1970 |
| Torba | 50 | Davisson, 1970 |
| Loess | 9000 | Bowles, 1968 |

*Tabella 13-2 Valori orientativi di $n_h$ per terreni coesivi (Viggiani, 1999)*

Per le argille OC, invece, si utilizza un valore costante con la profondità di coefficiente di reazione orizzontale del terreno. A tal proposito, si fa riferimento alla relazione di Davisson (1970):

$$K_h = 67 \cdot \frac{c_u}{d}$$

in cui $c_u$ rappresenta la coesione non drenata.

Nel caso i pali di fondazione siano posizionati in corrispondenza di una scarpata, naturale o artificiale, i moduli di reazione orizzontale saranno ridotti di una quantità pari al rapporto tra il coefficiente di spinta passiva del terreno calcolato per un p.c. con inclinazione pari a quella della scarpata ed il coefficiente di spinta passiva dello stesso terreno calcolato per un p.c. orizzontale.

Le formule impiegate sono le seguenti:

$$K_{p,\omega} = \frac{\cos(\omega) + \sqrt{\cos^2(\omega) - \cos^2(\phi)}}{\cos(\omega) - \sqrt{\cos^2(\omega) - \cos^2(\phi)}}$$

$$K_p = \frac{1 + sen(\phi)}{1 - sen(\phi)}$$

con ω = inclinazione scarpata e $\phi$ angolo di attrito del terreno.

Il coefficiente di riduzione delle molle orizzontali è quindi pari a:

$$\eta = \frac{K_{p,\omega}}{K_p}$$

Per valutare l'effetto di gruppo e tenere conto delle interazioni tra pali vicini, si adotta un valore opportunamente ridotto di $k_h$, indicato con $k_{h,g}$.

Se il rapporto fra interasse tra pali e diametro è dell'ordine di tre, si possono seguire le indicazioni fornite da Poulos e Davis (1980):

- gruppo di due pali: $k_{h,g} = 0{,}50 \cdot k_h$
- gruppo di tre o quattro pali: $k_{h,g} = 0{,}33 \cdot k_h$
- gruppo di cinque o più pali: $k_{h,g} = 0{,}25 \cdot k_h$

Per quanto riguarda la stima della rigidezza verticale, invece, si è utilizzato il metodo proposto da Randolph e Wroth (1978), in cui si considera il palo immerso in un mezzo elastico.

La rigidezza assiale lungo il fusto e quella alla base valgono, rispettivamente:

- $K_{v,lat} = \frac{2 \cdot \pi \cdot L \cdot G_m}{\zeta}$
- $K_{v,b} = \frac{4 \cdot r_b \cdot G_b}{1 - \nu}$

in cui:

- $\zeta = \ln\left(\left(0{,}25 + \left(2{,}5 \cdot \frac{G_m}{G_L} \cdot (1 - \upsilon) - 0{,}25\right) \cdot \frac{G_L}{G_b}\right) \cdot \frac{2 \cdot L}{d}\right)$ che tiene conto della distanza di estinzione;
- $L$ è la lunghezza del palo;
- $G_m$ rappresenta il valore medio del modulo di taglio fra la superficie e la profondità $L$;
- $G_b$ è il modulo di taglio al di sotto della base del palo;

- $G_L$ è il modulo di taglio alla base del palo;
- $r_b$ è il raggio alla base del palo.

Si sottolinea che, per semplicità di calcolo, la rigidezza verticale del singolo palo è stata considerata come concentrata alla base, quindi considerando la somma delle rigidezze assiale e di base.
La rigidezza verticale così determinata non considera la deformazione assiale del palo, che deve quindi essere tenuta in conto dal programma di calcolo.
Per valutare l'effetto di gruppo e tenere conto delle interazioni tra pali vicini, si adotta il metodo empirico:

$$K_{v,g} = \frac{1}{n \cdot R_g} \cdot K_v$$

in cui:

- $n$ è il numero dei pali del gruppo;
- $R_g$ è detto coefficiente di riduzione del gruppo, funzione dell'Aspect Ratio $R = \sqrt{\frac{n \cdot i_m}{L}}$

$$R_g = 0{,}3 \cdot R^{-1{,}2} \ (Mandolini\ et\ al, 1997)$$

### 13.2.1. Pali per Pila 1

| | |
|---|---|
| **Caratteristiche del terreno** | |
| Coeff. di Poisson | $\nu$ = **0,30** |
| Modulo di Young medio | $E_m$ = **30,0 MPa** |
| Modulo di Young alla base | $E_L$ = **30,0 MPa** |
| Modulo di Young dello strato su cui poggia il palo | $E_b$ = **30,0 MPa** |
| Modulo di taglio medio | $G_m$ = 11,5 MPa |
| Modulo di taglio alla base | $G_L$ = 11,5 MPa |
| Modulo di taglio dello strato su cui poggia il palo | $G_b$ = 11,5 MPa |
| Inclinazione della scarpata | $\omega$ = **20,0 °** |
| Altezza media della scarpata da testa-palo a p.c. | h = **5,00 m** |
| **Caratteristiche del palo singolo** | |
| Diametro | d = **1,00 m** |
| Diametro alla base | $d_b$ = **1,00 m** |
| Lunghezza | L = **27,00 m** |
| Modulo di Young | $E_p$ = **30000 MPa** |
| **Caratteristiche della palificata** | |
| Numero di pali | n = **10** |
| Interasse medio | $i_m$ = **3,40 m** |
| **Calcolo rigidezza verticale (Randolph & Wroth, 1978)** | |
| Rigidezza assiale del palo | $K_{v,lat}$ = 4,30E+05 kN/m |
| Rigidezza di base del palo | $K_{v,b}$ = 3,30E+04 kN/m |
| Rigidezza verticale del palo rigido | $K_{v,rig}$ = 4,63E+05 kN/m |
| Rigidezza verticale del palo deformabile | $K_{v,def}$ = 3,91E+05 kN/m |
| **Effetto di gruppo (metodo empirico)** | |
| Aspect ratio (Randolph & Clancy, 1993) | R = 1,122 |
| Coeff. di riduzione del gruppo (Mandolini, 1997) | $R_g$ = 0,261 |
| Rigidezza assiale del palo nel gruppo | $K_{v,lat,g}$ = 1,65E+05 kN/m |
| Rigidezza di base del palo nel gruppo | $K_{v,b,g}$ = 1,26E+04 kN/m |
| Rigidezza verticale del palo rigido nel gruppo | $K_{v,rig,g}$ = 1,77E+05 kN/m |
| Rigidezza verticale del palo nel gruppo | $K_{v,def,g}$ = **1,50E+05 kN/m** |

| Calcolo della rigidezza orizzontale (Matlock & Reese, 1956; Davisson, 1970) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| z [m] | Tipo di terreno | ϕ [°] | γ' [kN/m³] | Stato di addensamento (Lambe e Whitman, 1969) | A [-] | $n_h$ [kN/m³] | η [-] | $k_{h,y}$ [kN/m³] | $k_{h,x}$ [kN/m³] | $K_{h,g,y}$ [kN/m] | $K_{h,g,x}$ [kN/m] |
| 0,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 3317,5 | 4222,2 | 622 | 792 |
| 1,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 6635,1 | 8444,4 | 829 | 1 056 |
| 1,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 9952,6 | 12666,7 | 1 244 | 1 583 |
| 2,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 13270,2 | 16888,9 | 1 659 | 2 111 |
| 2,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 16587,7 | 21111,1 | 2 073 | 2 639 |
| 3,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 19905,3 | 25333,3 | 2 488 | 3 167 |
| 3,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 23222,8 | 29555,6 | 2 903 | 3 694 |
| 4,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 26540,3 | 33777,8 | 3 318 | 4 222 |
| 4,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 29857,9 | 38000,0 | 3 732 | 4 750 |
| 5,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 33175,4 | 42222,2 | 4 147 | 5 278 |
| 5,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 46444,4 | 46444,4 | 5 806 | 5 806 |
| 6,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 50666,7 | 50666,7 | 6 333 | 6 333 |
| 6,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 54888,9 | 54888,9 | 6 861 | 6 861 |
| 7,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 59111,1 | 59111,1 | 7 389 | 7 389 |
| 7,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 63333,3 | 63333,3 | 7 917 | 7 917 |
| 8,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 67555,6 | 67555,6 | 8 444 | 8 444 |
| 8,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 71777,8 | 71777,8 | 8 972 | 8 972 |
| 9,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 76000,0 | 76000,0 | 9 500 | 9 500 |
| 9,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 80222,2 | 80222,2 | 10 028 | 10 028 |
| 10,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 84444,4 | 84444,4 | 10 556 | 10 556 |
| 10,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 42000,0 | 42000,0 | 5 250 | 5 250 |
| 11,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 44000,0 | 44000,0 | 5 500 | 5 500 |
| 11,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 46000,0 | 46000,0 | 5 750 | 5 750 |
| 12,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 48000,0 | 48000,0 | 6 000 | 6 000 |
| 12,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 50000,0 | 50000,0 | 6 250 | 6 250 |
| 13,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 52000,0 | 52000,0 | 6 500 | 6 500 |
| 13,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 54000,0 | 54000,0 | 6 750 | 6 750 |
| 14,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 56000,0 | 56000,0 | 7 000 | 7 000 |
| 14,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 58000,0 | 58000,0 | 7 250 | 7 250 |
| 15,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 60000,0 | 60000,0 | 7 500 | 7 500 |
| 15,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 62000,0 | 62000,0 | 7 750 | 7 750 |
| 16,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 64000,0 | 64000,0 | 8 000 | 8 000 |
| 16,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 66000,0 | 66000,0 | 8 250 | 8 250 |
| 17,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 68000,0 | 68000,0 | 8 500 | 8 500 |
| 17,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 70000,0 | 70000,0 | 8 750 | 8 750 |
| 18,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 72000,0 | 72000,0 | 9 000 | 9 000 |
| 18,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 74000,0 | 74000,0 | 9 250 | 9 250 |
| 19,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 76000,0 | 76000,0 | 9 500 | 9 500 |
| 19,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 78000,0 | 78000,0 | 9 750 | 9 750 |
| 20,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 80000,0 | 80000,0 | 10 000 | 10 000 |
| 20,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 82000,0 | 82000,0 | 10 250 | 10 250 |
| 21,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 84000,0 | 84000,0 | 10 500 | 10 500 |
| 21,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 86000,0 | 86000,0 | 10 750 | 10 750 |
| 22,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 88000,0 | 88000,0 | 11 000 | 11 000 |
| 22,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 90000,0 | 90000,0 | 11 250 | 11 250 |
| 23,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 92000,0 | 92000,0 | 11 500 | 11 500 |
| 23,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 94000,0 | 94000,0 | 11 750 | 11 750 |
| 24,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 96000,0 | 96000,0 | 12 000 | 12 000 |
| 24,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 98000,0 | 98000,0 | 12 250 | 12 250 |
| 25,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 100000,0 | 100000,0 | 12 500 | 12 500 |
| 25,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 102000,0 | 102000,0 | 12 750 | 12 750 |
| 26,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 104000,0 | 104000,0 | 13 000 | 13 000 |
| 26,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 106000,0 | 106000,0 | 13 250 | 13 250 |
| 27,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 108000,0 | 108000,0 | 6 750 | 6 750 |

### *13.2.2. Pali per Pila 2*

| | |
|---|---|
| **Caratteristiche del terreno** | |
| Coeff. di Poisson | $\nu$ = **0,30** |
| Modulo di Young medio | $E_m$ = **30,0 MPa** |
| Modulo di Young alla base | $E_L$ = **30,0 MPa** |
| Modulo di Young dello strato su cui poggia il palo | $E_b$ = **30,0 MPa** |
| Modulo di taglio medio | $G_m$ = 11,5 MPa |
| Modulo di taglio alla base | $G_L$ = 11,5 MPa |
| Modulo di taglio dello strato su cui poggia il palo | $G_b$ = 11,5 MPa |
| Inclinazione della scarpata | $\omega$ = **20,0 °** |
| Altezza media della scarpata da testa-palo a p.c. | h = **5,00 m** |
| **Caratteristiche del palo singolo** | |
| Diametro | d = **1,00 m** |
| Diametro alla base | $d_b$ = **1,00 m** |
| Lunghezza | L = **23,00 m** |
| Modulo di Young | $E_p$ = **30000 MPa** |
| **Caratteristiche della palificata** | |
| Numero di pali | n = **10** |
| Interasse medio | $i_m$ = **3,40 m** |
| **Calcolo rigidezza verticale (Randolph & Wroth, 1978)** | |
| Rigidezza assiale del palo | $K_{v,lat}$ = 3,80E+05 kN/m |
| Rigidezza di base del palo | $K_{v,b}$ = 3,30E+04 kN/m |
| Rigidezza verticale del palo rigido | $K_{v,rig}$ = 4,13E+05 kN/m |
| Rigidezza verticale del palo deformabile | $K_{v,def}$ = 3,62E+05 kN/m |
| **Effetto di gruppo (metodo empirico)** | |
| Aspect ratio (Randolph & Clancy, 1993) | R = 1,216 |
| Coeff. di riduzione del gruppo (Mandolini, 1997) | $R_g$ = 0,237 |
| Rigidezza assiale del palo nel gruppo | $K_{v,lat,g}$ = 1,60E+05 kN/m |
| Rigidezza di base del palo nel gruppo | $K_{v,b,g}$ = 1,39E+04 kN/m |
| Rigidezza verticale del palo rigido nel gruppo | $K_{v,rig,g}$ = 1,74E+05 kN/m |
| Rigidezza verticale del palo nel gruppo | $K_{v,def,g}$ = **1,52E+05 kN/m** |

| Calcolo della rigidezza orizzontale (Matlock & Reese, 1956; Davisson, 1970) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| z [m] | Tipo di terreno | ϕ [°] | γ' [kN/m³] | Stato di addensamento (Lambe e Whitman, 1969) | A [-] | $n_h$ [kN/m³] | η [-] | $k_{h,y}$ [kN/m³] | $k_{h,x}$ [kN/m³] | $K_{h,g,y}$ [kN/m] | $K_{h,g,x}$ [kN/m] |
| 0,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 3317,5 | 4222,2 | 622 | 792 |
| 1,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 6635,1 | 8444,4 | 829 | 1 056 |
| 1,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 9952,6 | 12666,7 | 1 244 | 1 583 |
| 2,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 13270,2 | 16888,9 | 1 659 | 2 111 |
| 2,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 16587,7 | 21111,1 | 2 073 | 2 639 |
| 3,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 19905,3 | 25333,3 | 2 488 | 3 167 |
| 3,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 23222,8 | 29555,6 | 2 903 | 3 694 |
| 4,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 26540,3 | 33777,8 | 3 318 | 4 222 |
| 4,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 29857,9 | 38000,0 | 3 732 | 4 750 |
| 5,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 33175,4 | 42222,2 | 4 147 | 5 278 |
| 5,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 46444,4 | 46444,4 | 5 806 | 5 806 |
| 6,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 50666,7 | 50666,7 | 6 333 | 6 333 |
| 6,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 54888,9 | 54888,9 | 6 861 | 6 861 |
| 7,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 59111,1 | 59111,1 | 7 389 | 7 389 |
| 7,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 63333,3 | 63333,3 | 7 917 | 7 917 |
| 8,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 67555,6 | 67555,6 | 8 444 | 8 444 |
| 8,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 71777,8 | 71777,8 | 8 972 | 8 972 |
| 9,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 76000,0 | 76000,0 | 9 500 | 9 500 |
| 9,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 80222,2 | 80222,2 | 10 028 | 10 028 |
| 10,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 84444,4 | 84444,4 | 10 556 | 10 556 |
| 10,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 42000,0 | 42000,0 | 5 250 | 5 250 |
| 11,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 44000,0 | 44000,0 | 5 500 | 5 500 |
| 11,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 46000,0 | 46000,0 | 5 750 | 5 750 |
| 12,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 48000,0 | 48000,0 | 6 000 | 6 000 |
| 12,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 50000,0 | 50000,0 | 6 250 | 6 250 |
| 13,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 52000,0 | 52000,0 | 6 500 | 6 500 |
| 13,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 54000,0 | 54000,0 | 6 750 | 6 750 |
| 14,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 56000,0 | 56000,0 | 7 000 | 7 000 |
| 14,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 58000,0 | 58000,0 | 7 250 | 7 250 |
| 15,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 60000,0 | 60000,0 | 7 500 | 7 500 |
| 15,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 62000,0 | 62000,0 | 7 750 | 7 750 |
| 16,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 64000,0 | 64000,0 | 8 000 | 8 000 |
| 16,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 66000,0 | 66000,0 | 8 250 | 8 250 |
| 17,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 68000,0 | 68000,0 | 8 500 | 8 500 |
| 17,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 70000,0 | 70000,0 | 8 750 | 8 750 |
| 18,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 72000,0 | 72000,0 | 9 000 | 9 000 |
| 18,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 74000,0 | 74000,0 | 9 250 | 9 250 |
| 19,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 76000,0 | 76000,0 | 9 500 | 9 500 |
| 19,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 78000,0 | 78000,0 | 9 750 | 9 750 |
| 20,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 80000,0 | 80000,0 | 10 000 | 10 000 |
| 20,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 82000,0 | 82000,0 | 10 250 | 10 250 |
| 21,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 84000,0 | 84000,0 | 10 500 | 10 500 |
| 21,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 86000,0 | 86000,0 | 10 750 | 10 750 |
| 22,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 88000,0 | 88000,0 | 11 000 | 11 000 |
| 22,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 90000,0 | 90000,0 | 11 250 | 11 250 |
| 23,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 92000,0 | 92000,0 | 5 750 | 5 750 |

## 13.3. Applicazione dei carichi

I carichi derivanti dall'impalcato sono applicati a due nodi posti in corrispondenza dell'asse stradale e collegati tramite "rigid link" alla sommità delle pile. Per tali nodi si considera offset longitudinale rispetto all'asse pila di 50 cm.

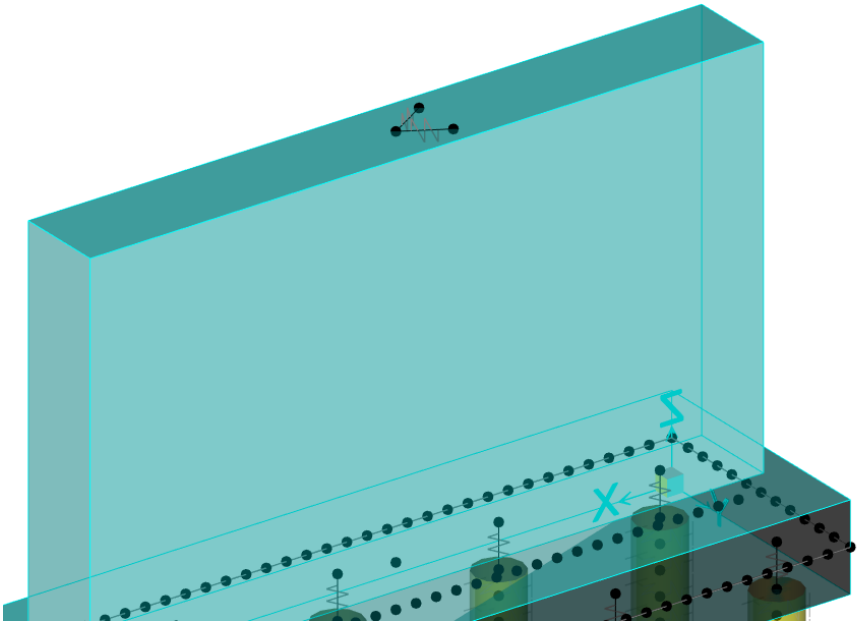


**Figura 26: nodi per carico elementi**

Si riporta nel seguito l'applicazione dei carichi dovuti al peso proprio dell'impalcato a titolo esemplificativo

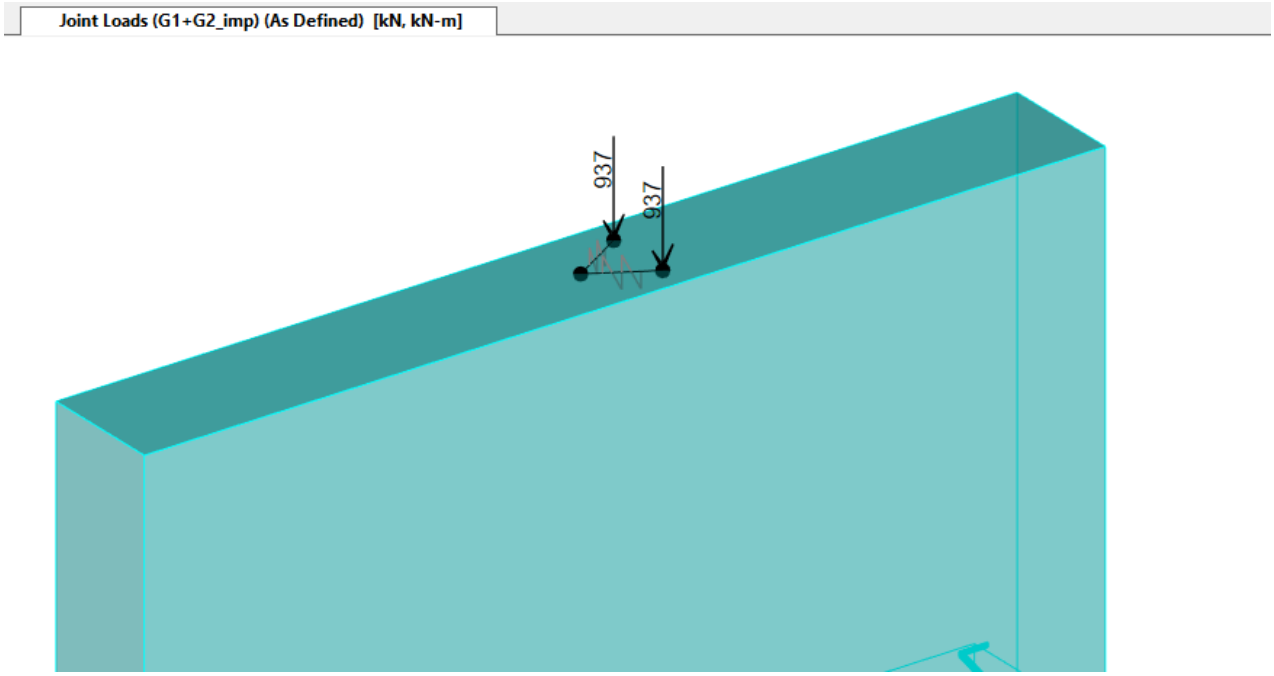



**Figura 27: Applicazione peso proprio impalcato**

Il carico della colata detritica e il carico da vento, invece, sono applicati direttamente al fusto della pila, come rappresentato nel seguito.

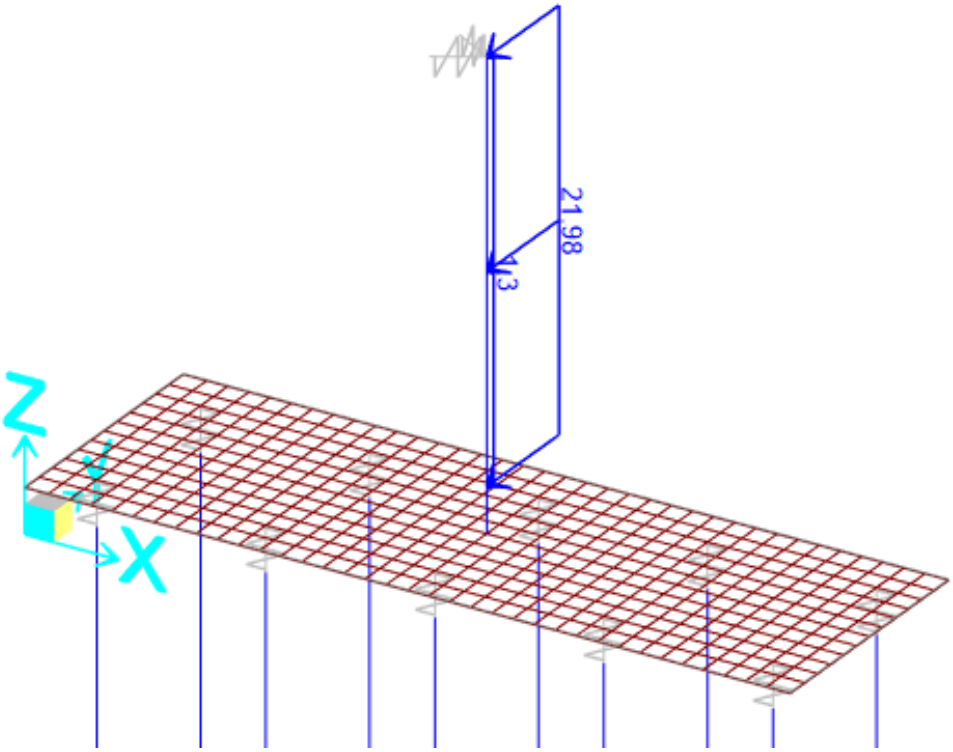



**Figura 28: Applicazione vento su fusto pila**

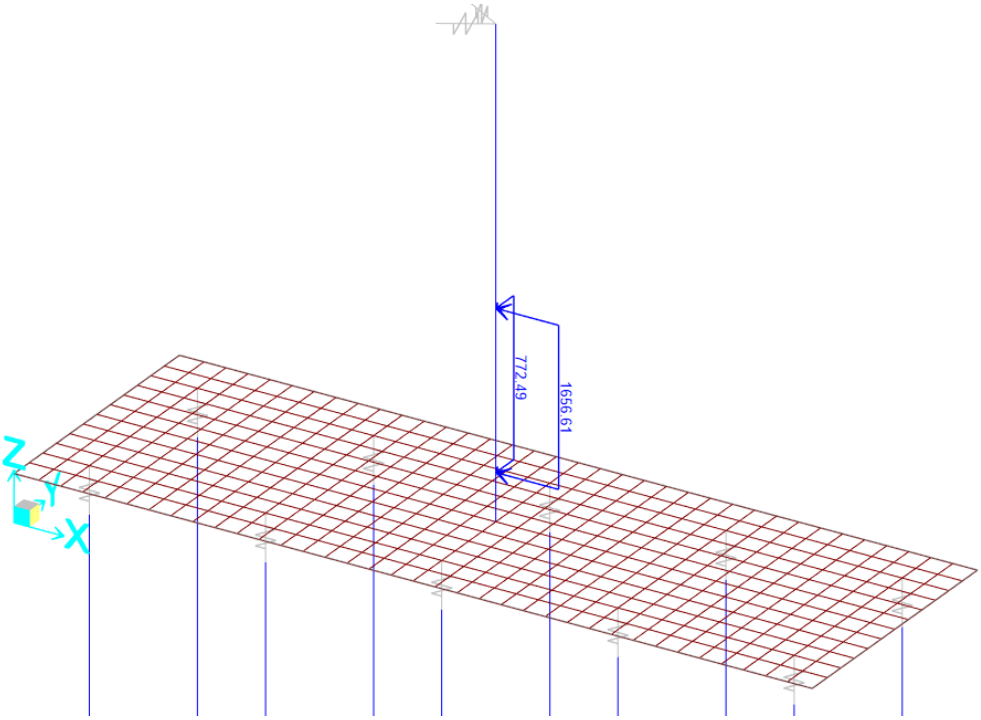
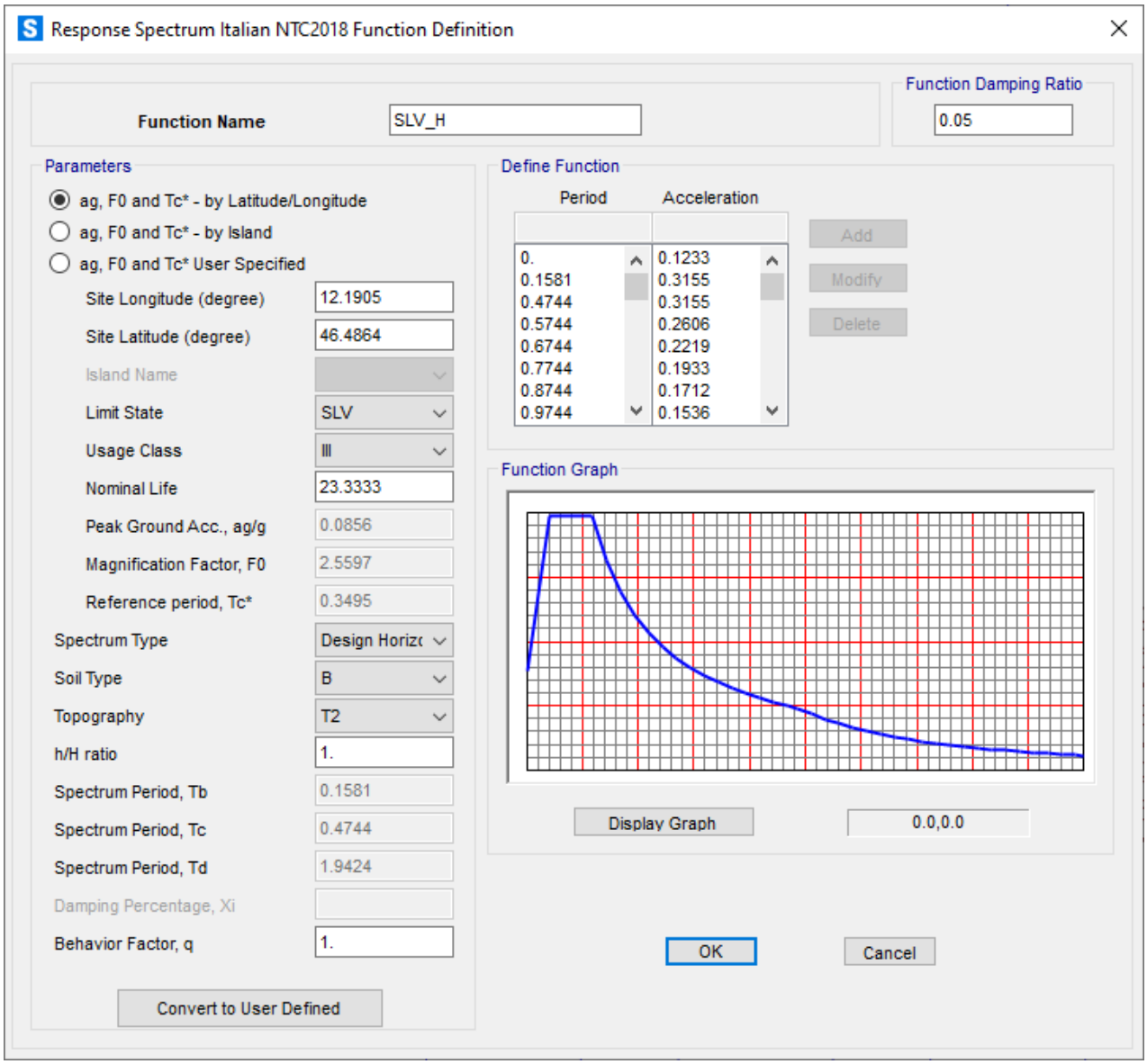
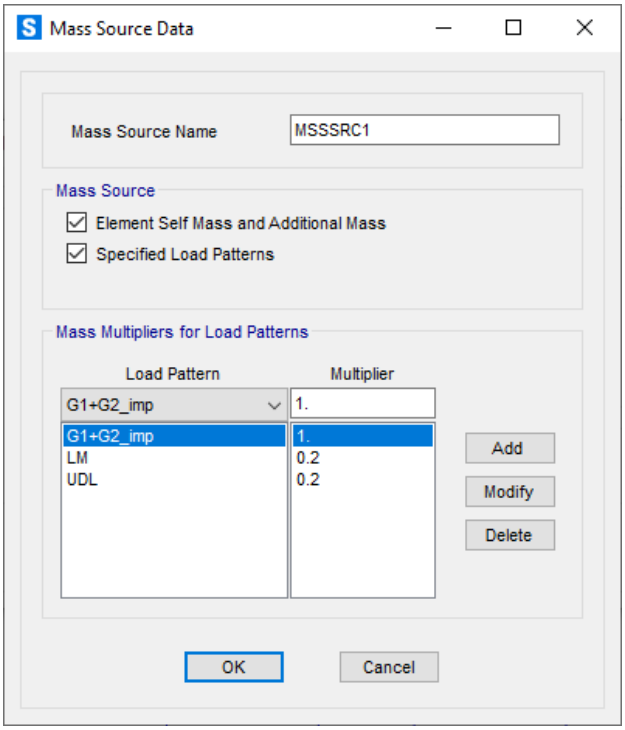



**Figura 29: Applicazione carico colata detritica su fusto pila**

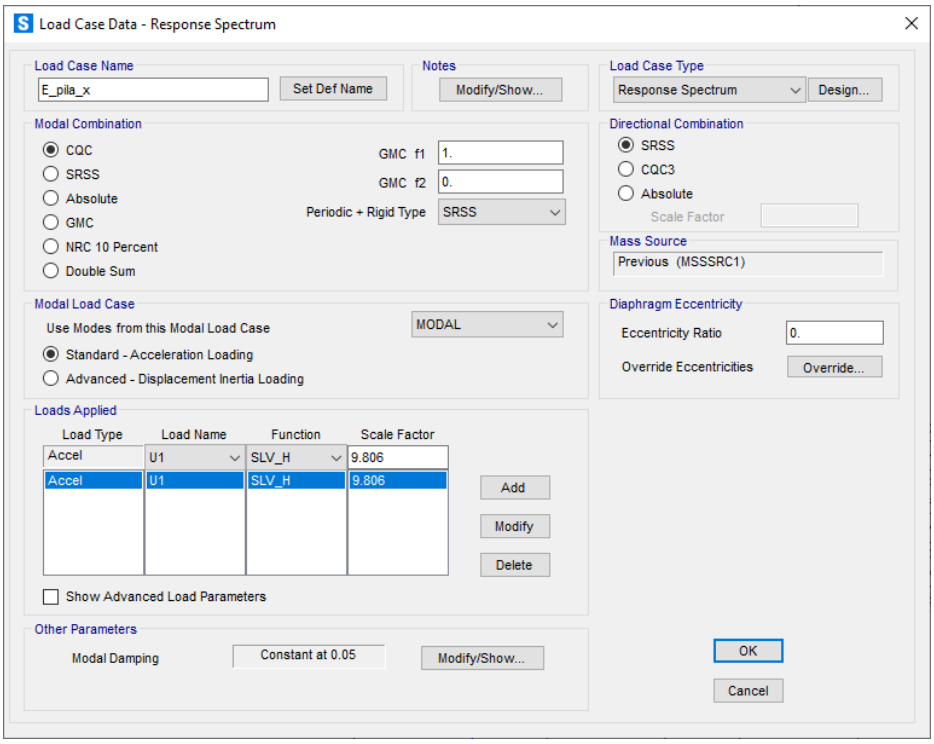
Il carico sismico viene applicato tramite spettro di risposta, mostrato nel seguito.

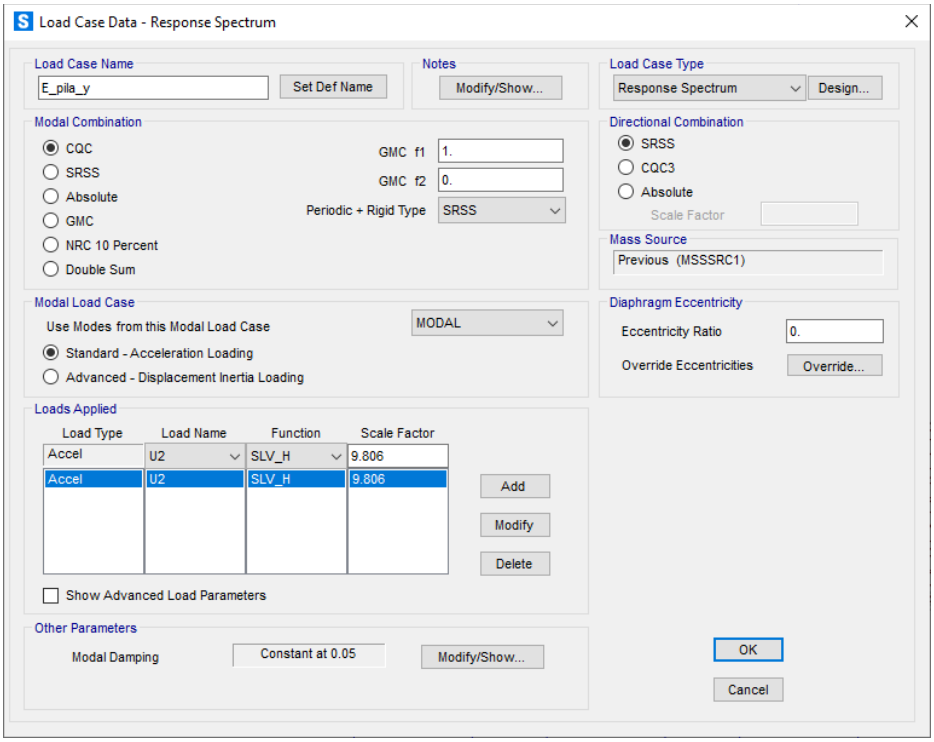


Si riporta inoltre nel seguito la determinazione delle masse sismiche da considerarsi nell'analisi modale.




Sulla base di tali dati, viene creato un caso di carico di tipo "Response Spectrum", riportato nel seguito.




Load Case Data - Response Spectrum
Load Case Name
E_pila_y
Set Def Name
Notes
Modify/Show...
Load Case Type
Response Spectrum
Design...
Modal Combination
CQC
SRSS
Absolute
GMC
NRC 10 Percent
Double Sum
GMC f1
1.
GMC f2
0.
Periodic + Rigid Type
SRSS
Directional Combination
SRSS
CQC3
Absolute
Scale Factor
Mass Source
Previous (MSSSRC1)
Modal Load Case
Use Modes from this Modal Load Case
MODAL
Standard - Acceleration Loading
Advanced - Displacement Inertia Loading
Diaphragm Eccentricity
Eccentricity Ratio
0.
Override Eccentricities
Override...
Loads Applied
Load Type
Load Name
Function
Scale Factor
Accel
U2
SLV_H
9.806
Accel
U2
SLV_H
9.806
Add
Modify
Delete
Show Advanced Load Parameters
Other Parameters
Modal Damping
Constant at 0.05
Modify/Show...
OK
Cancel

## 13.4. Sollecitazioni su fusto pila

Nelle schermate seguenti si riporta a destra la pila 1 e a sinistra la pila 2

### *13.4.1. SLU*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione ottenuti sui fusti delle due pile considerando i carichi sopra esposti allo stato limite ultimo.

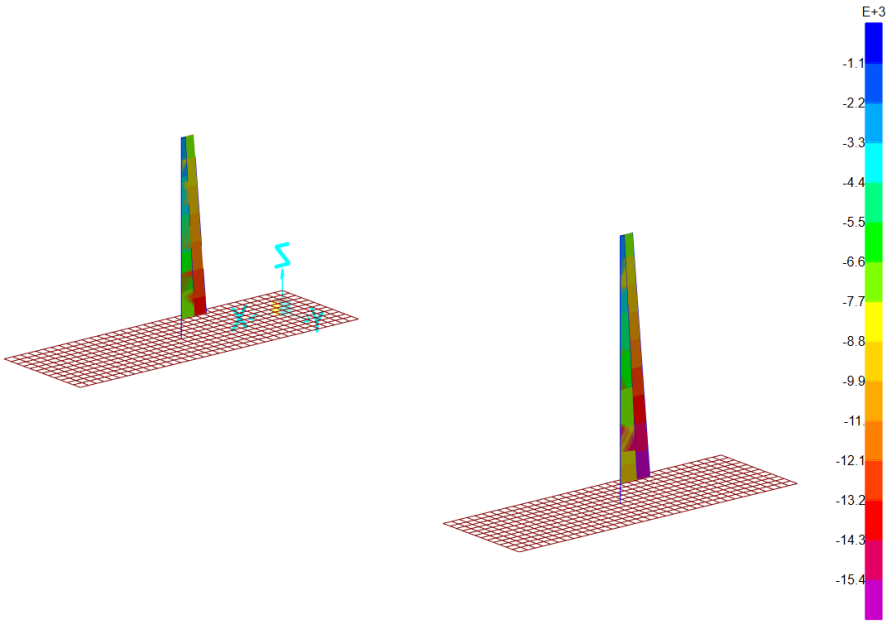



**Figura 30: Inviluppo dell'azione assiale**

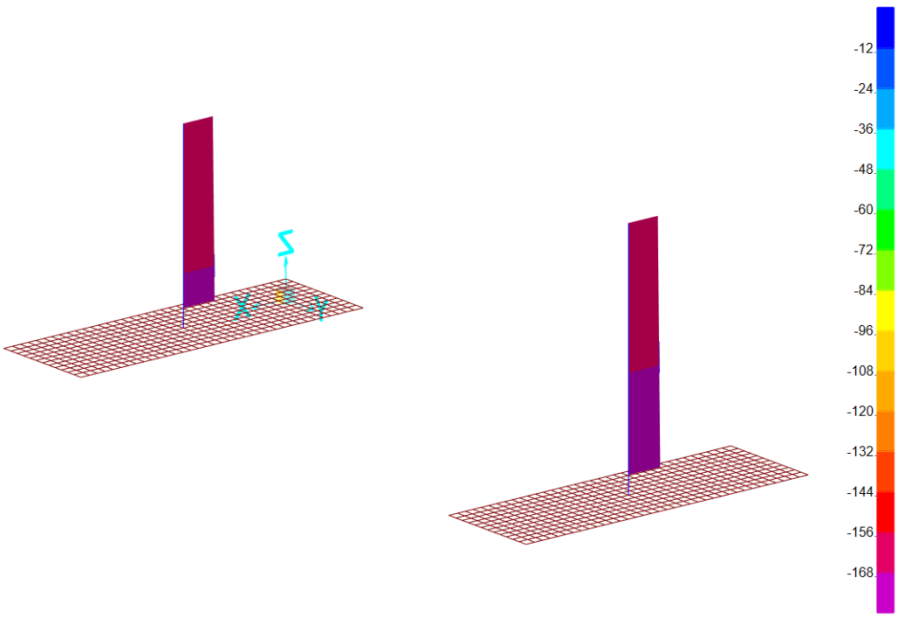



**Figura 31: Inviluppo del taglio in direzione x**

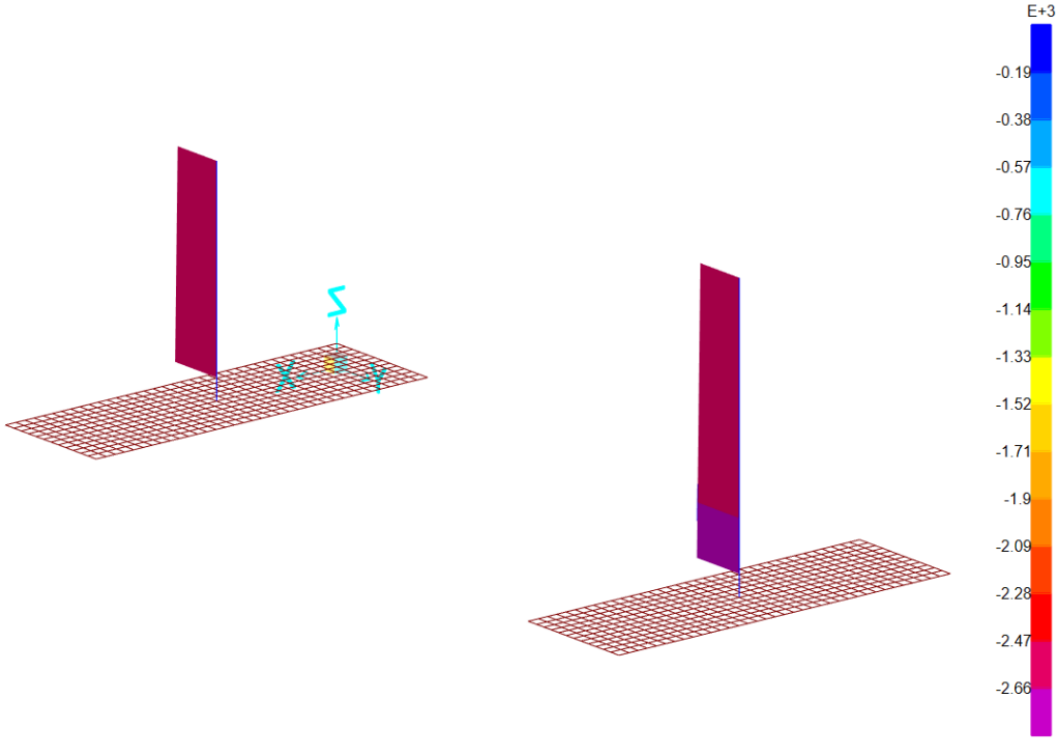



**Figura 32: Inviluppo del taglio in direzione y**

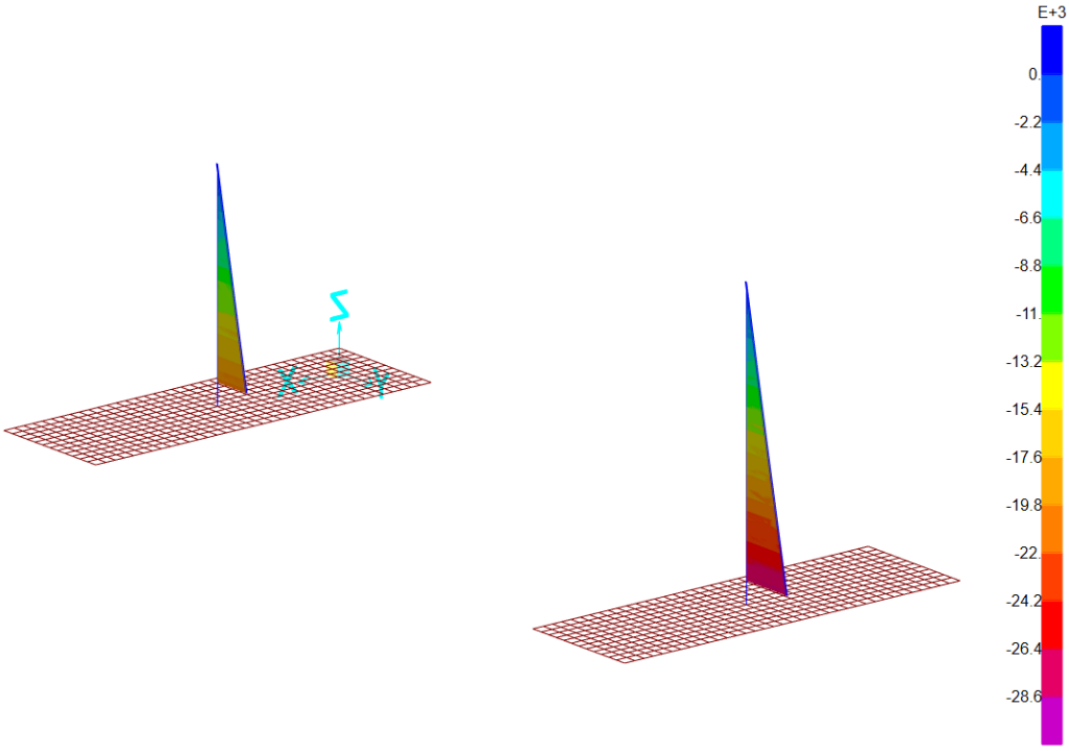



**Figura 33: Inviluppo del momento attorno all'asse x**

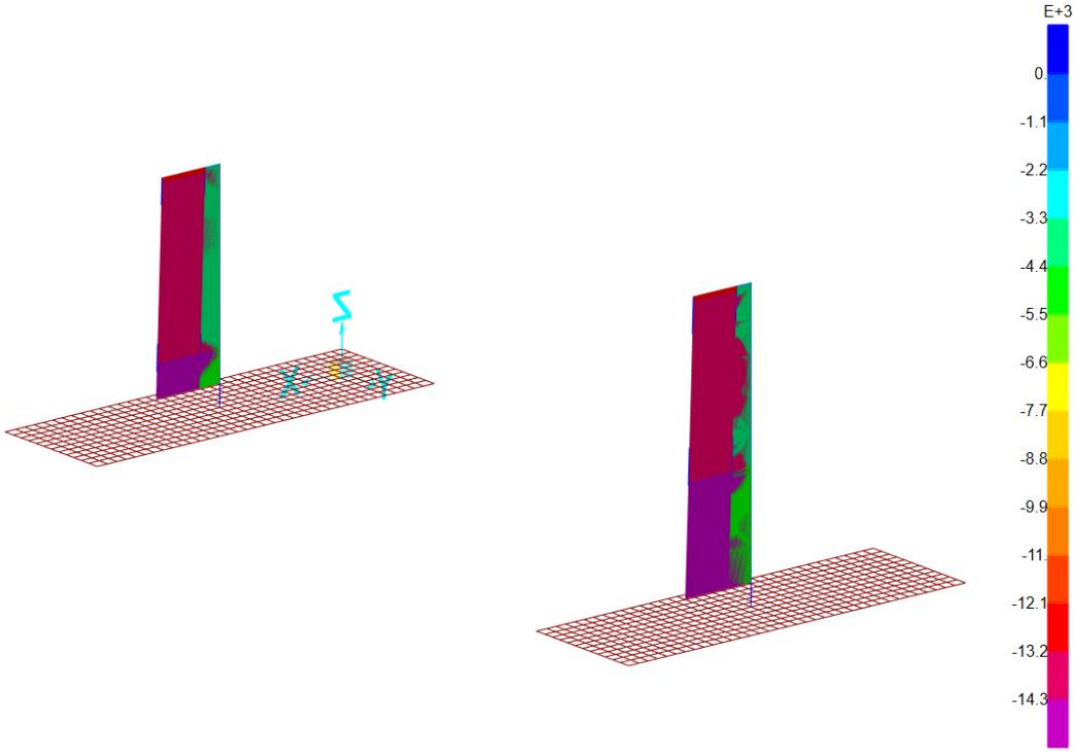



**Figura 34: Inviluppo del momento attorno all'asse y**

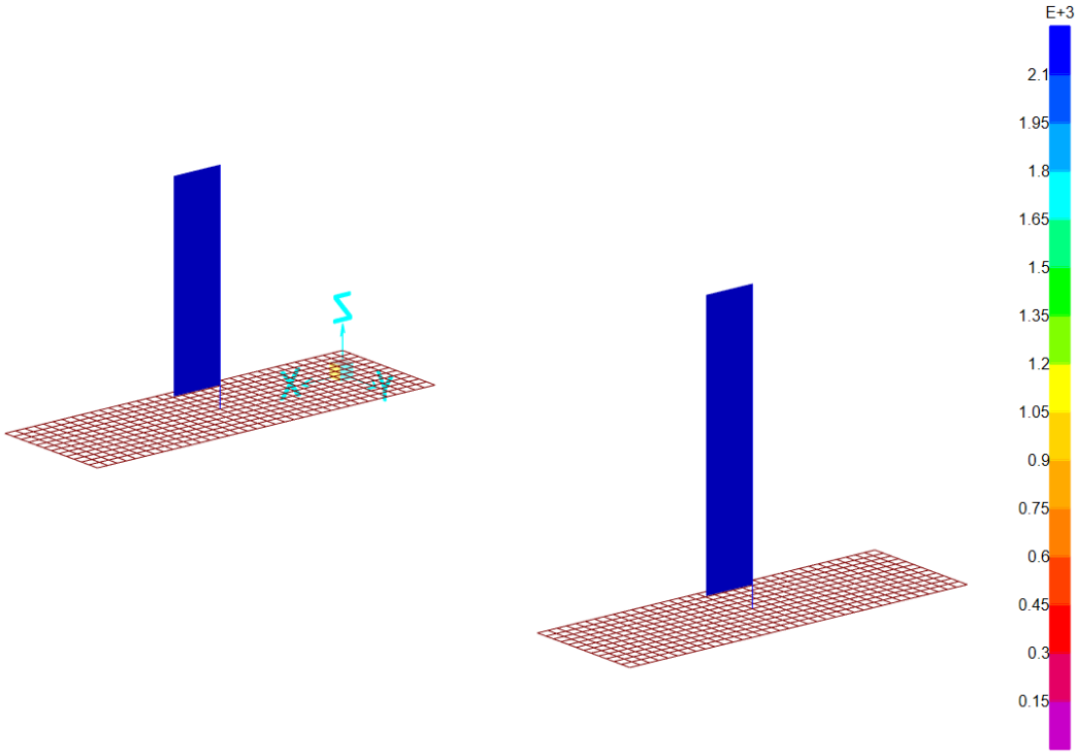



**Figura 35: Inviluppo della torsione**

### *13.4.2. SLV*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione allo SLV ottenuti sui fusti delle due pile considerando i carichi sopra esposti.

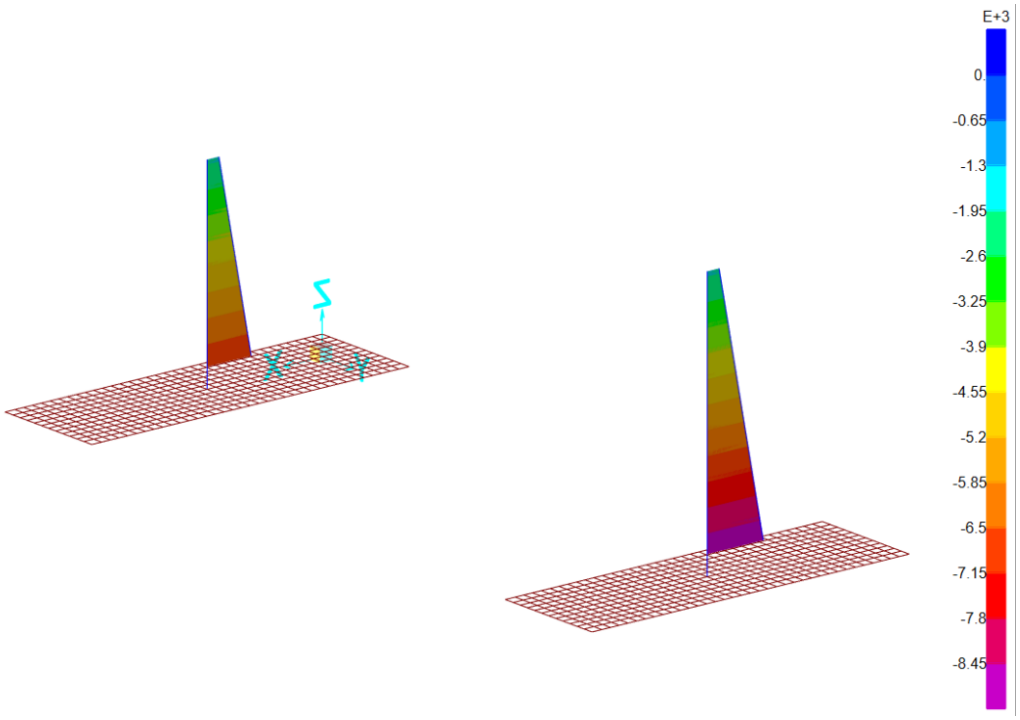



**Figura 36: Inviluppo dell'azione assiale**

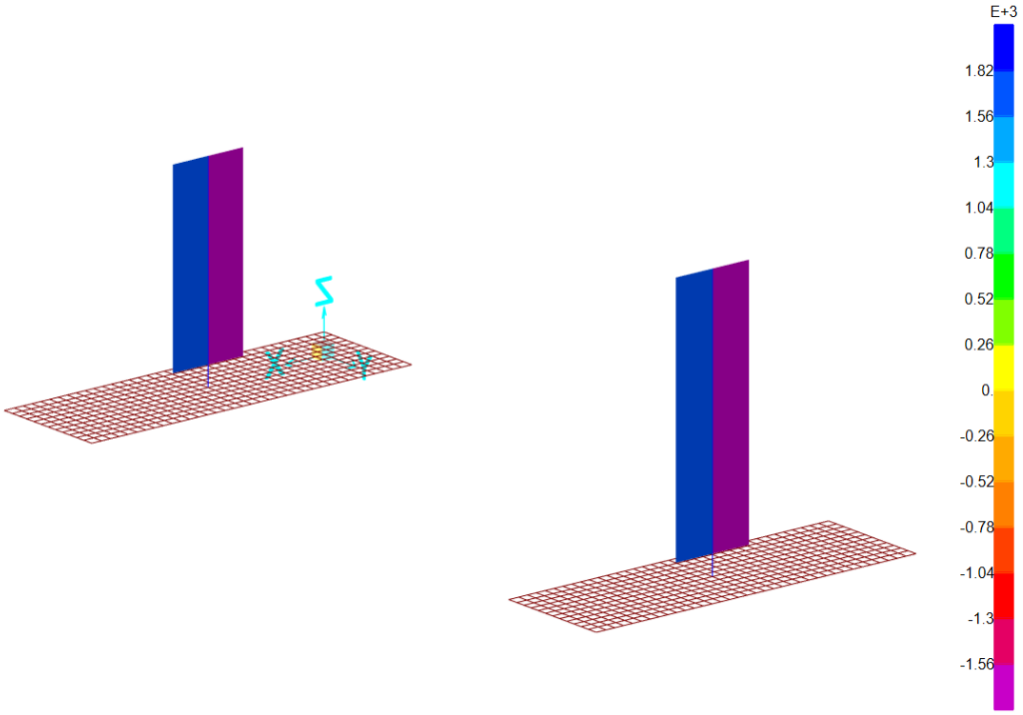



**Figura 37: Inviluppo del taglio in direzione x**

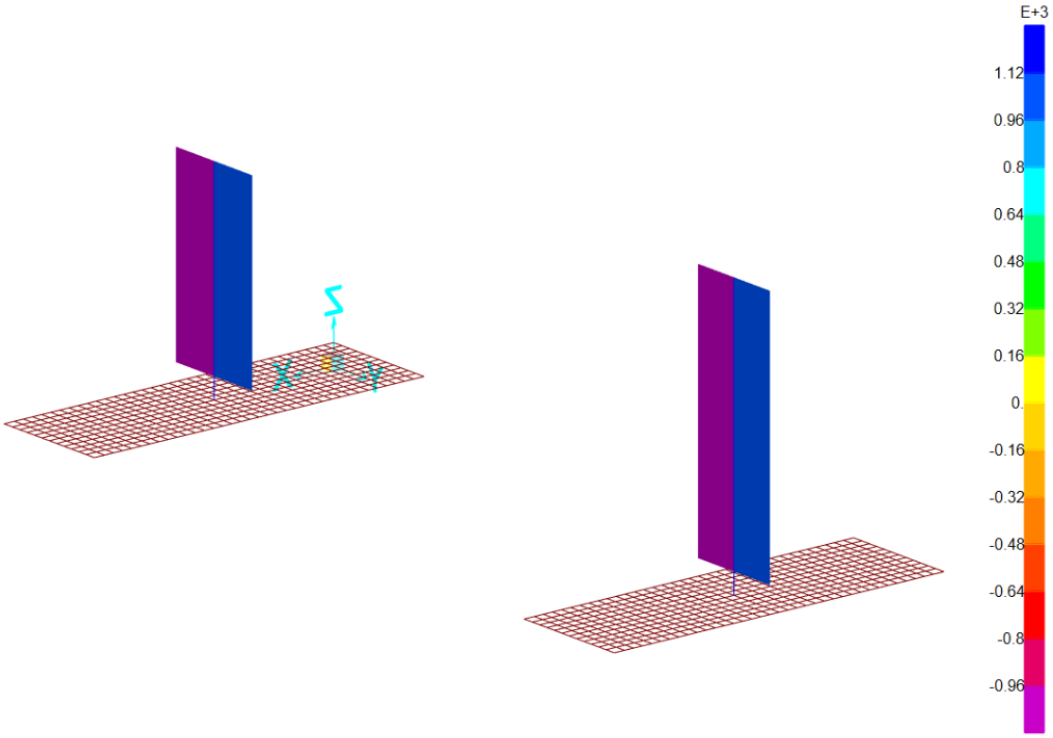



**Figura 38: Inviluppo del taglio in direzione y**

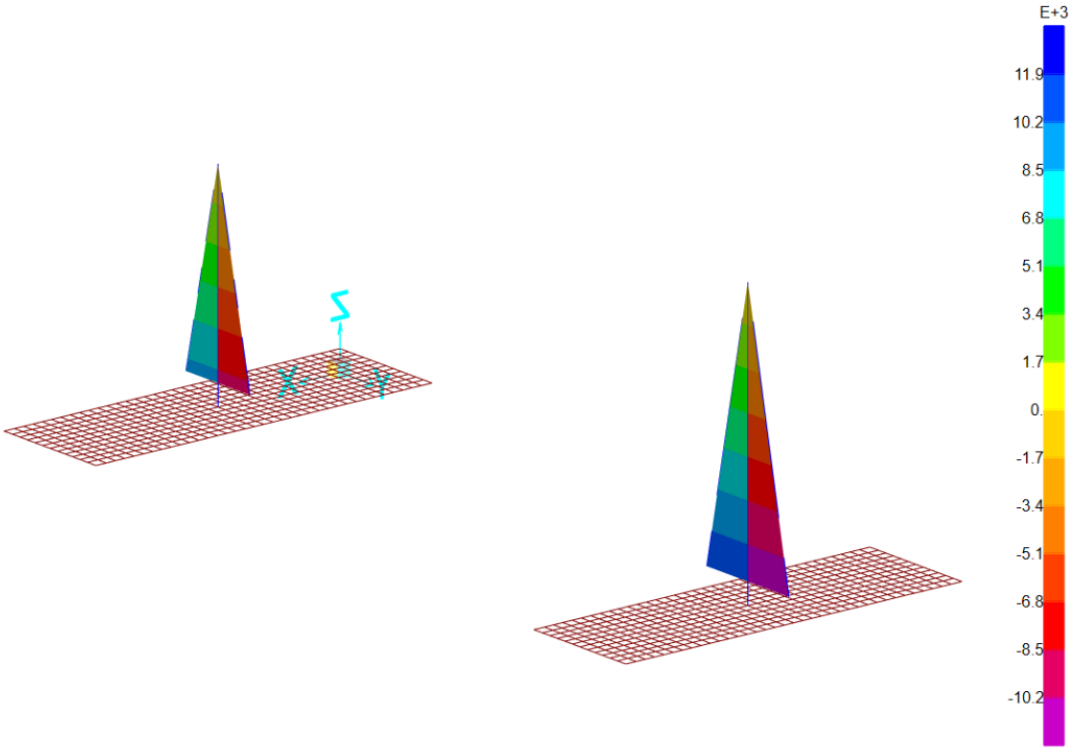



**Figura 39: Inviluppo del momento attorno all'asse x**

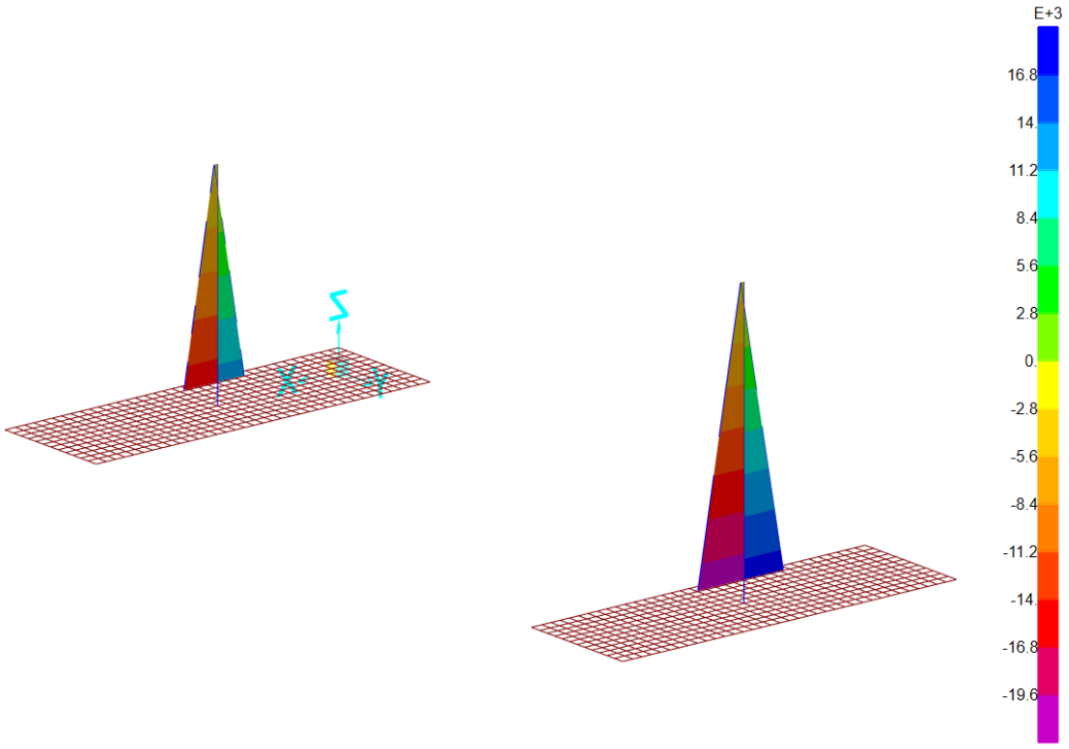



**Figura 40: Inviluppo del momento attorno all'asse y**

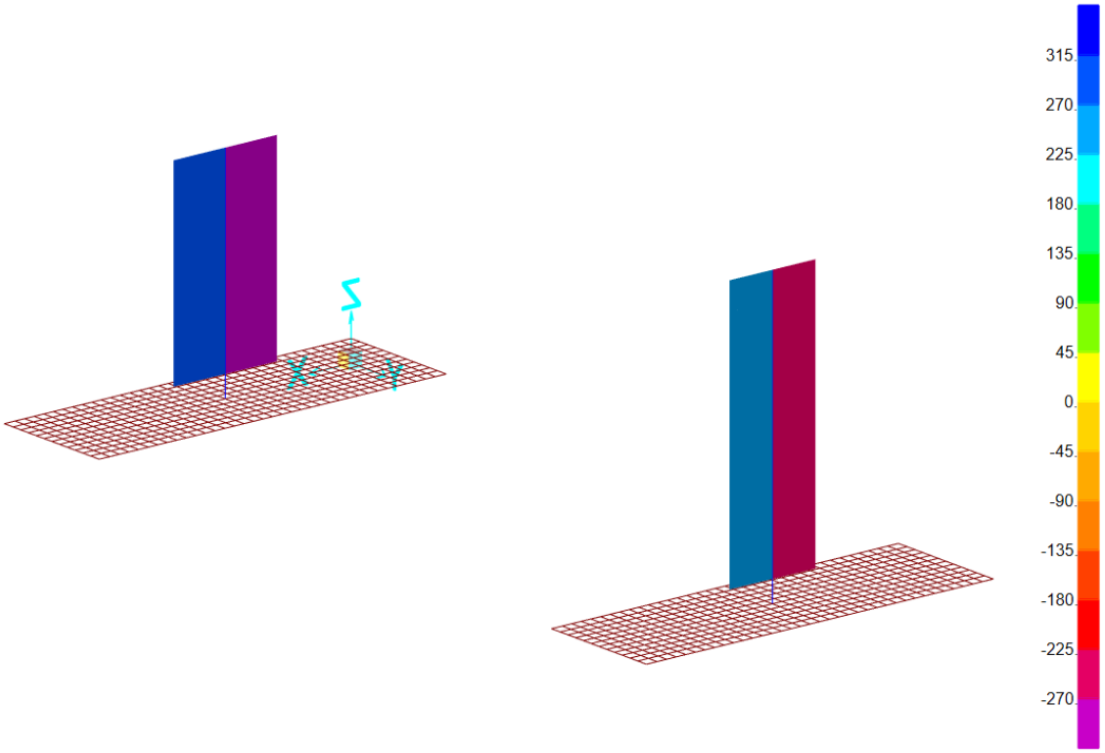



**Figura 41: Inviluppo della torsione**

### *13.4.3. ECC*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione ottenuti sui fusti delle due pile considerando i carichi sopra esposti in situazione eccezionale (colata detritica).

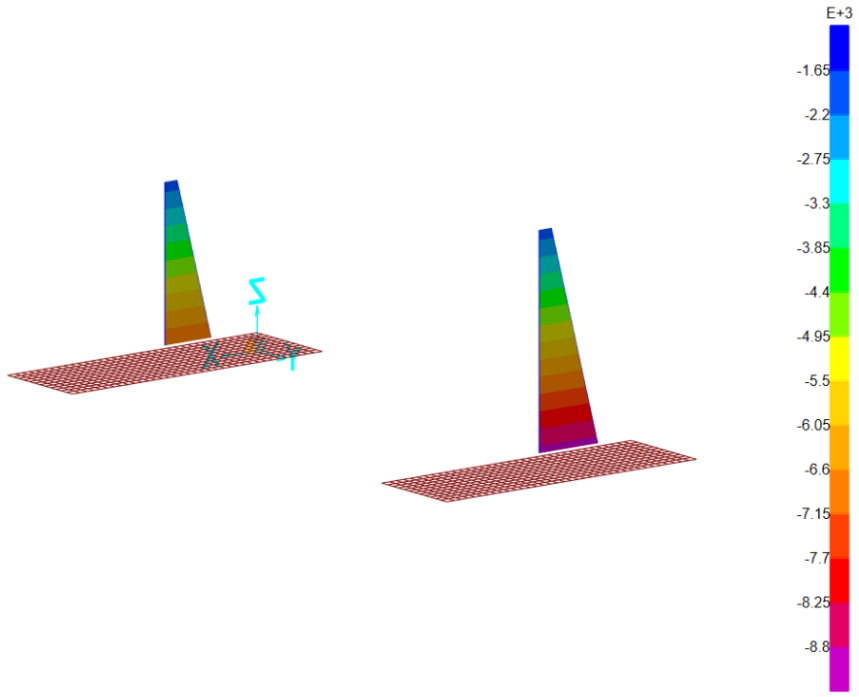



**Figura 42: Inviluppo dell'azione assiale**

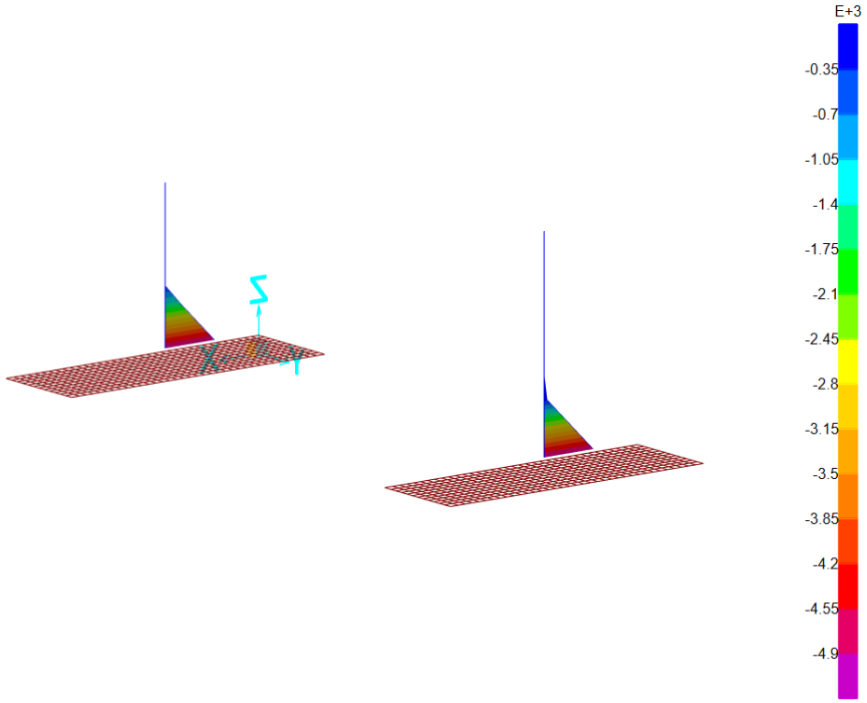



**Figura 43: Inviluppo del taglio in direzione x**

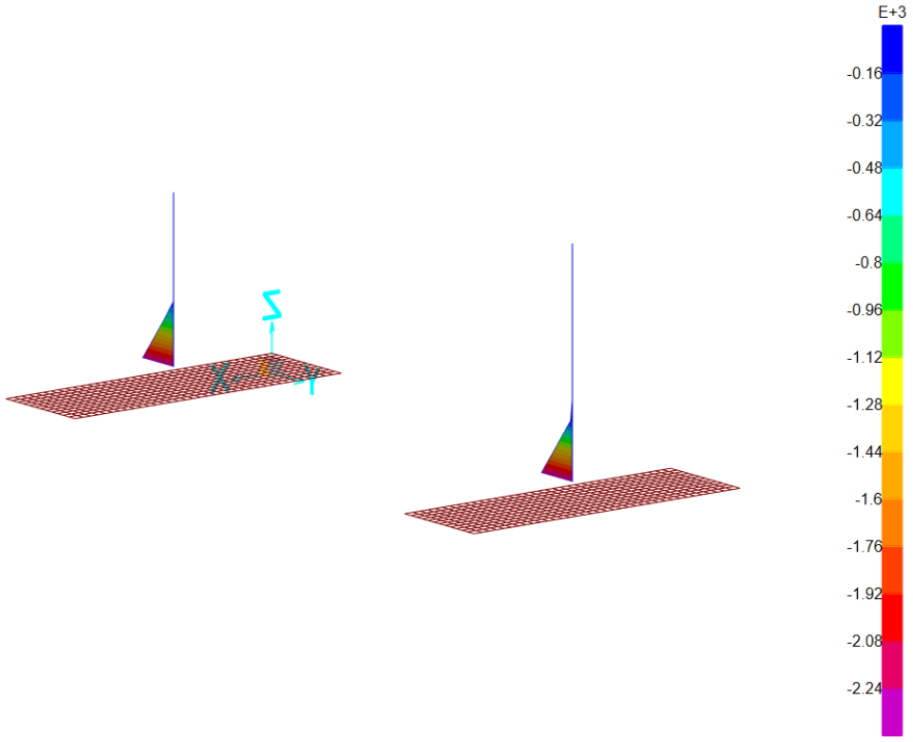



**Figura 44: Inviluppo del taglio in direzione y**

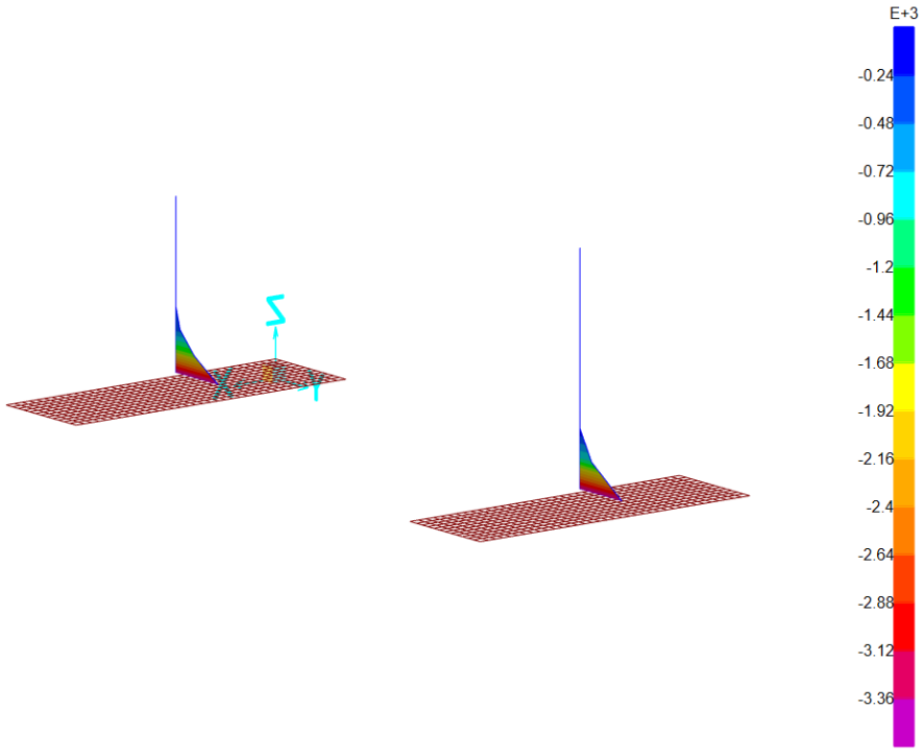



**Figura 45: Inviluppo del momento attorno all'asse x**

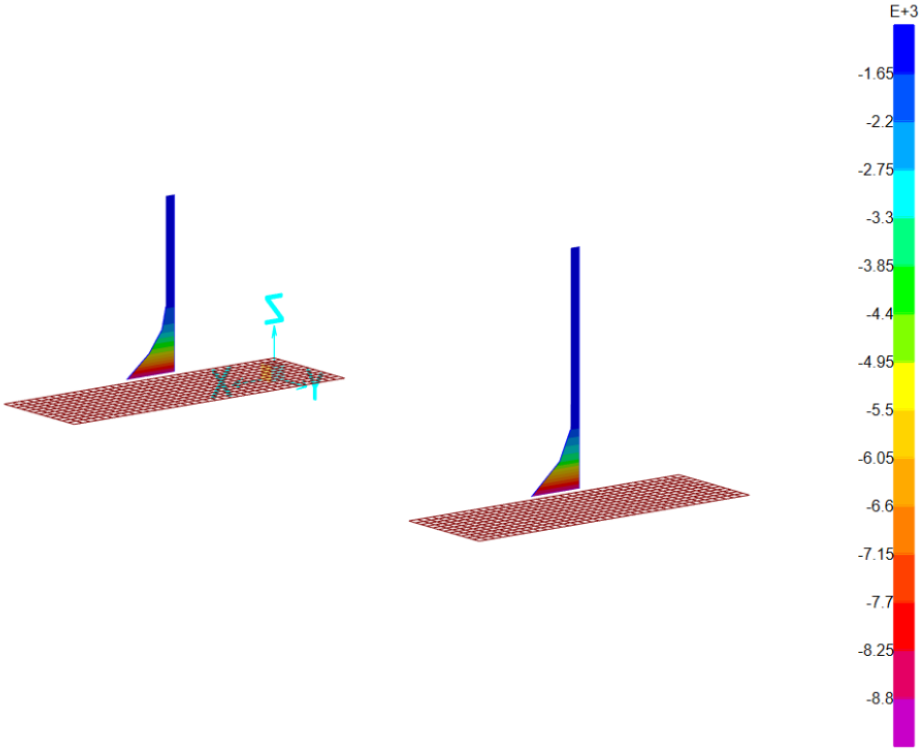



**Figura 46: Inviluppo del momento attorno all'asse y**

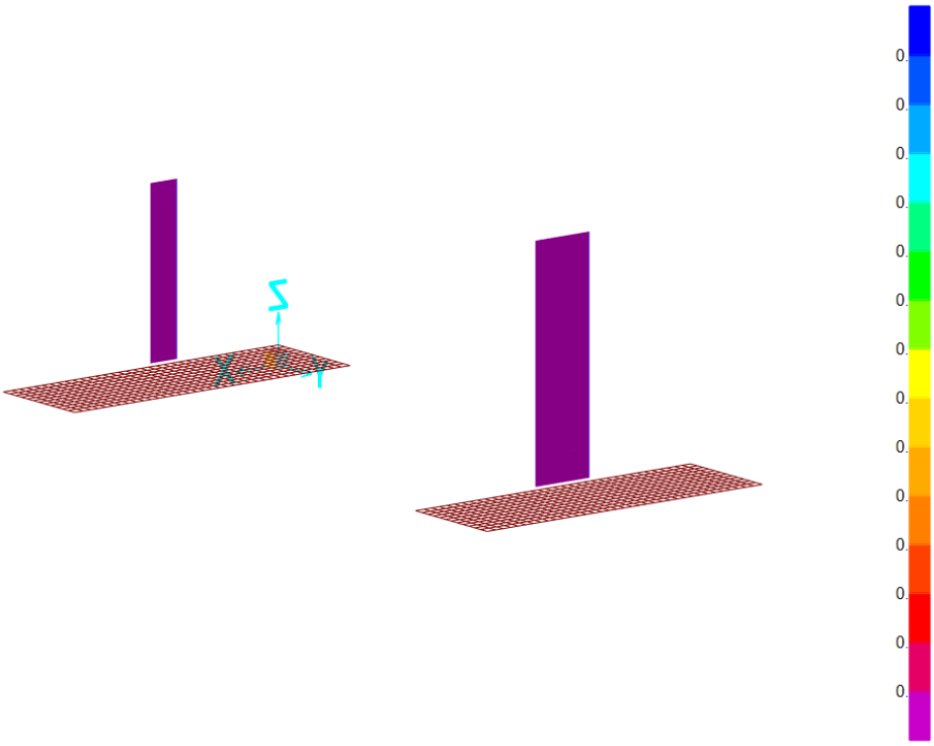


**Figura 47: Inviluppo della torsione**

### *13.4.4. SLE caratteristica*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione allo SLE (caratteristica) ottenuti sui fusti delle due pile considerando i carichi sopra esposti.

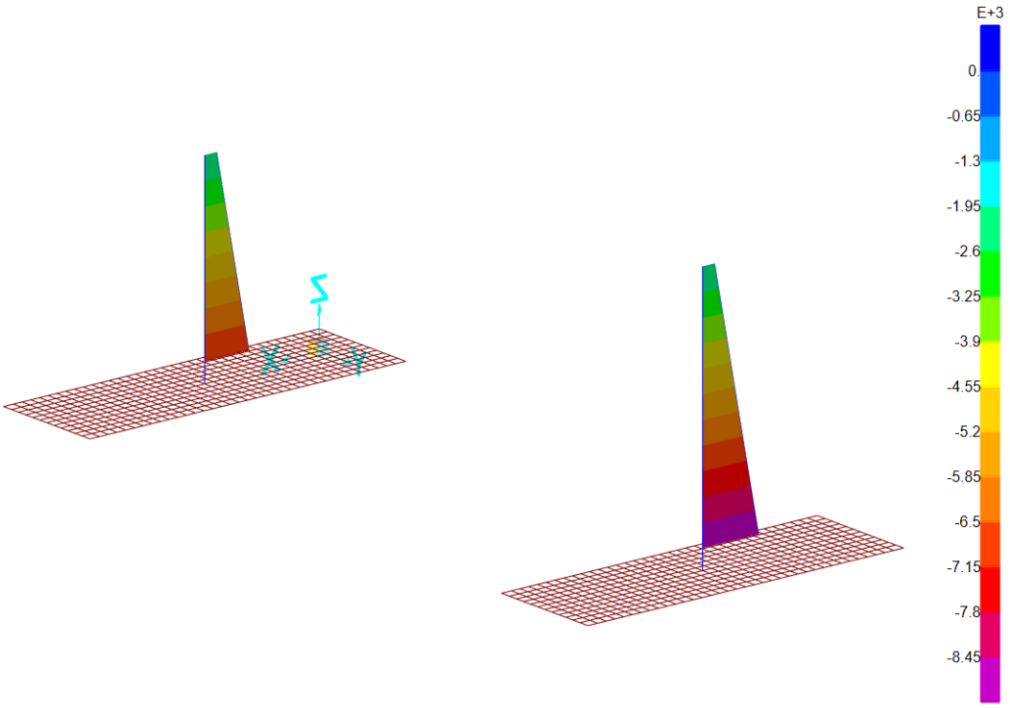



**Figura 48: Inviluppo dell'azione assiale**

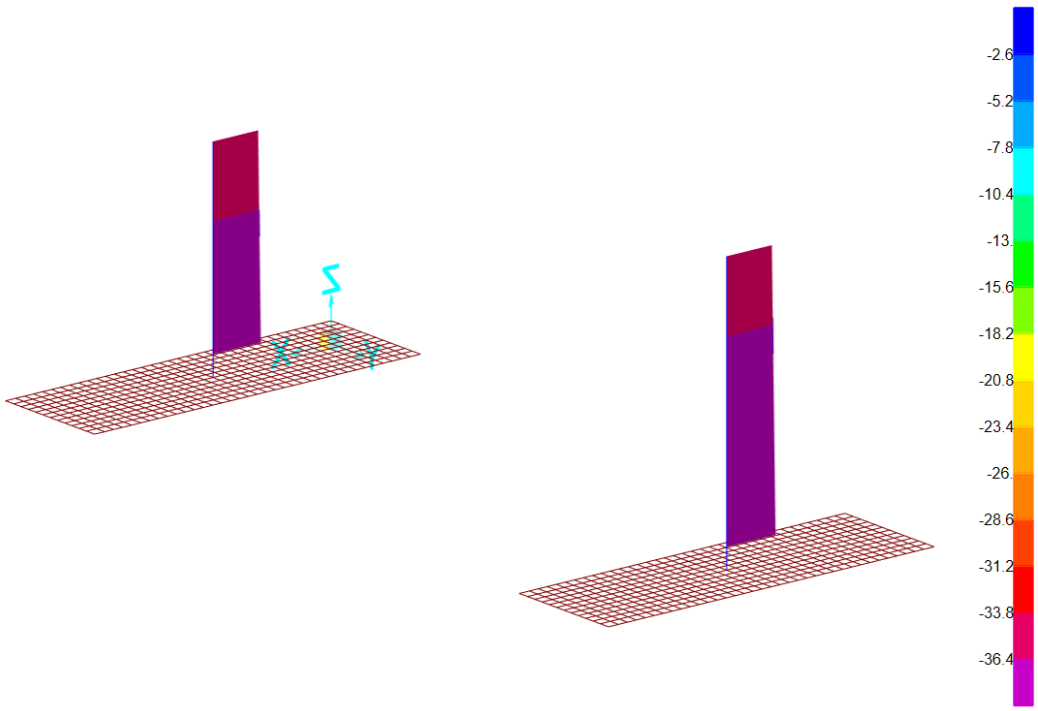



**Figura 49: Inviluppo del taglio in direzione x**

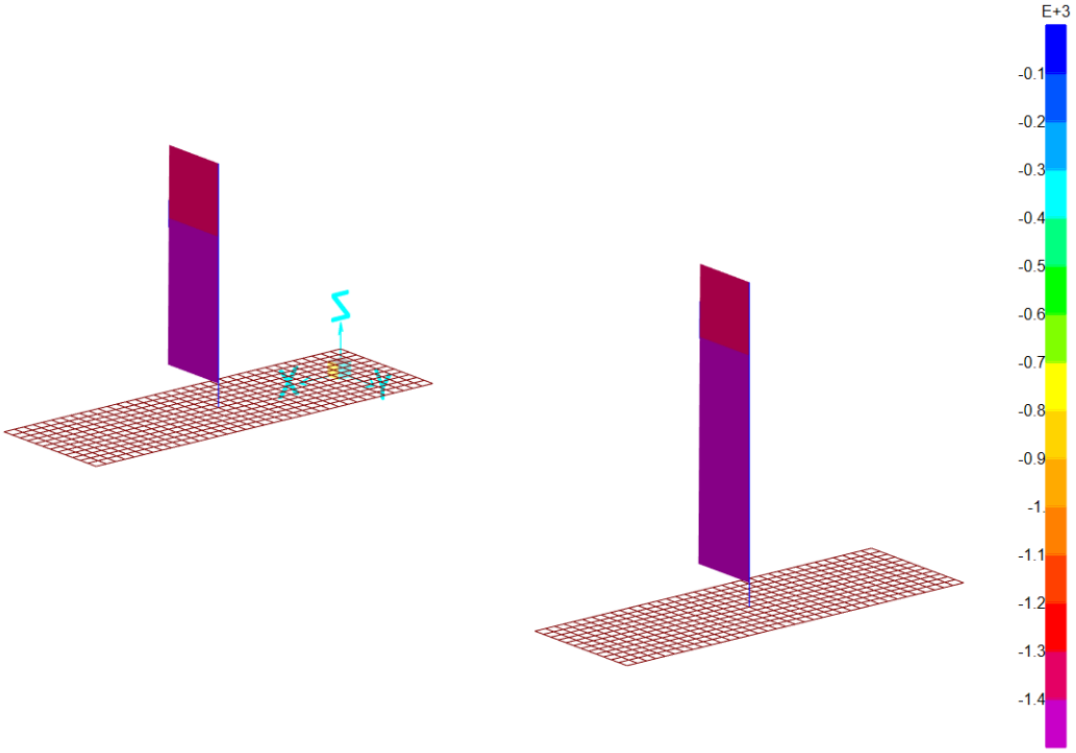



**Figura 50: Inviluppo del taglio in direzione y**

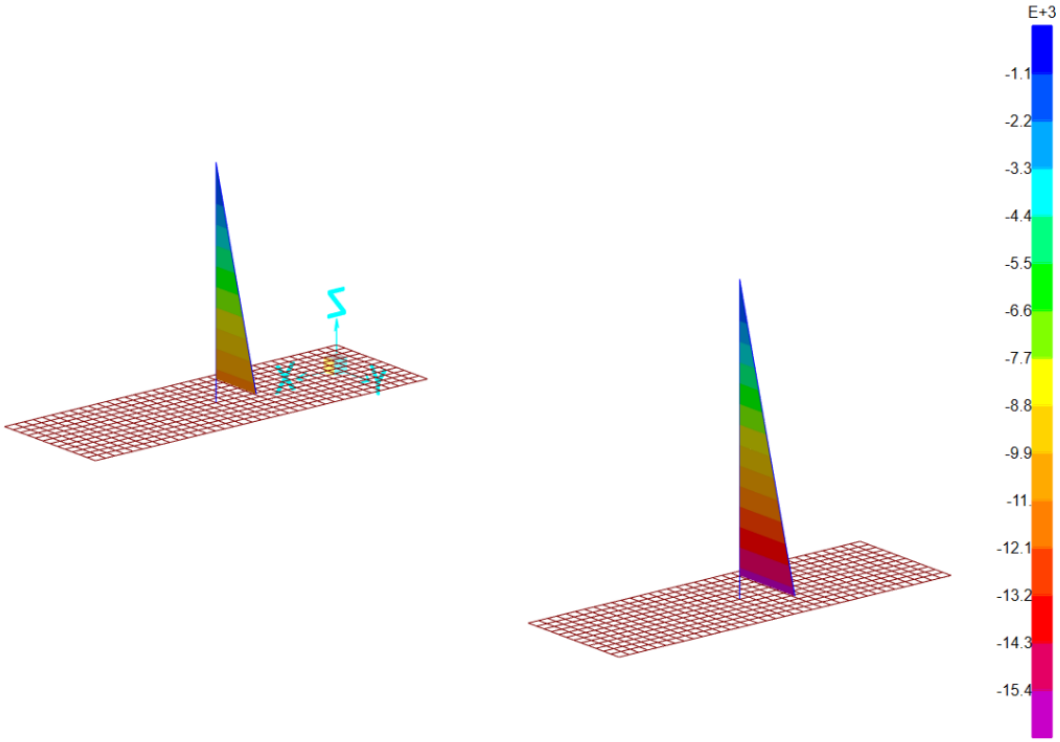



**Figura 51: Inviluppo del momento attorno all'asse x**

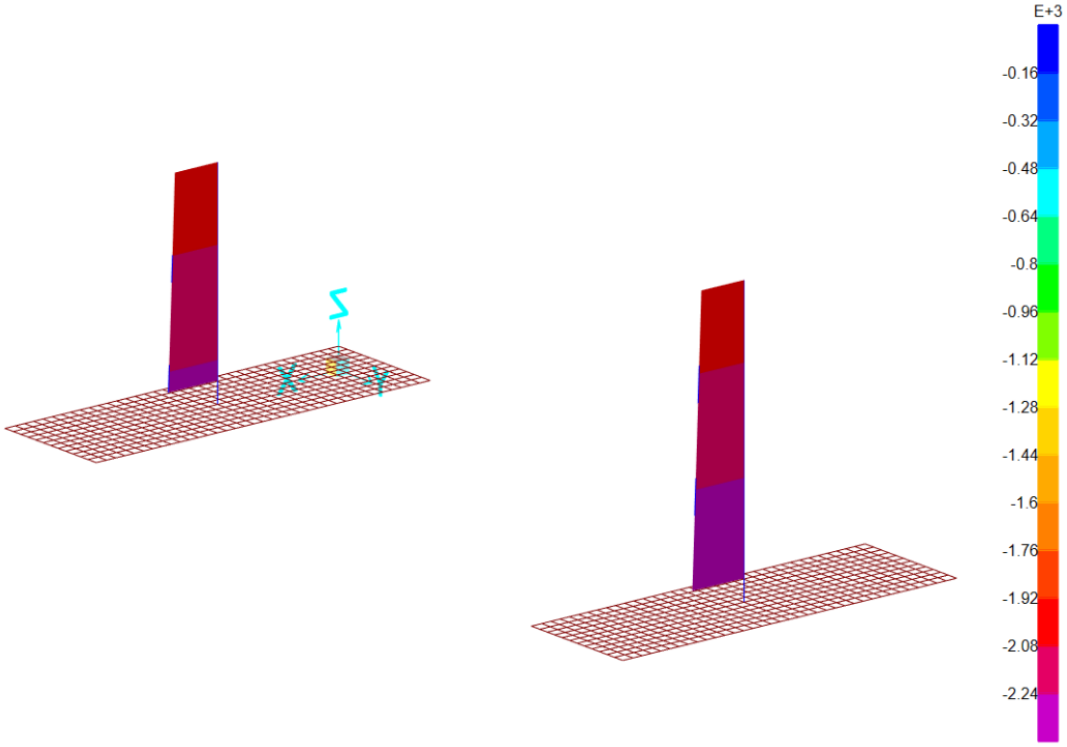



**Figura 52: Inviluppo del momento attorno all'asse y**

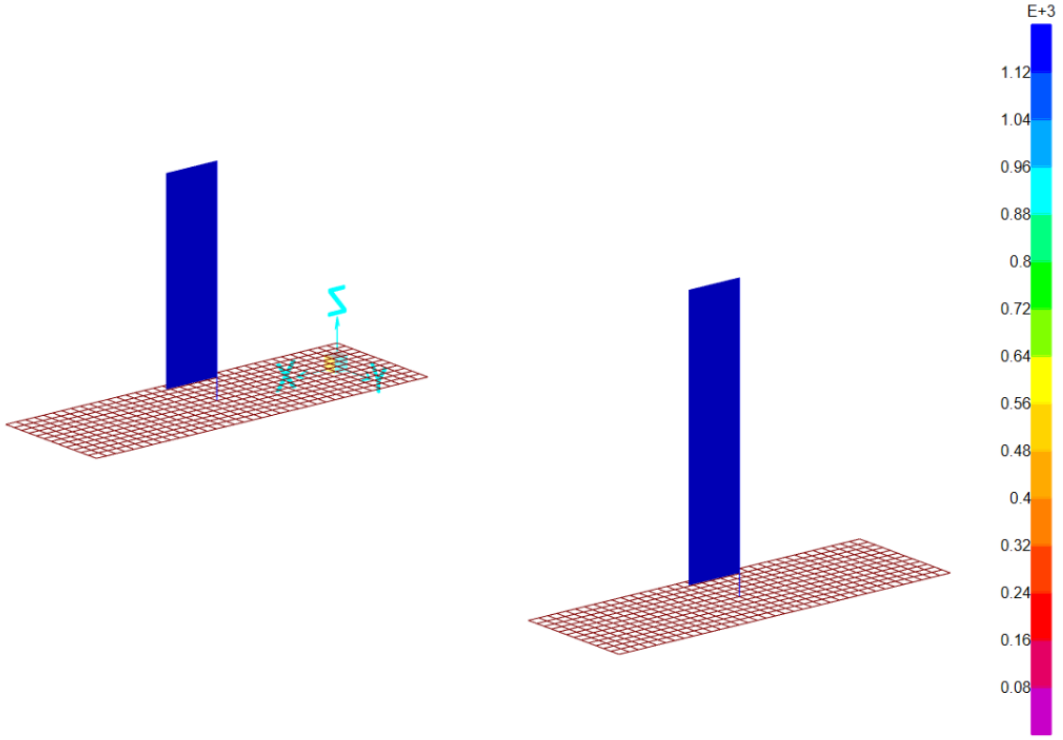



**Figura 53: Inviluppo della torsione**

### *13.4.5. SLE frequente*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione allo SLE (frequente) ottenuti sui fusti delle due pile considerando i carichi sopra esposti.

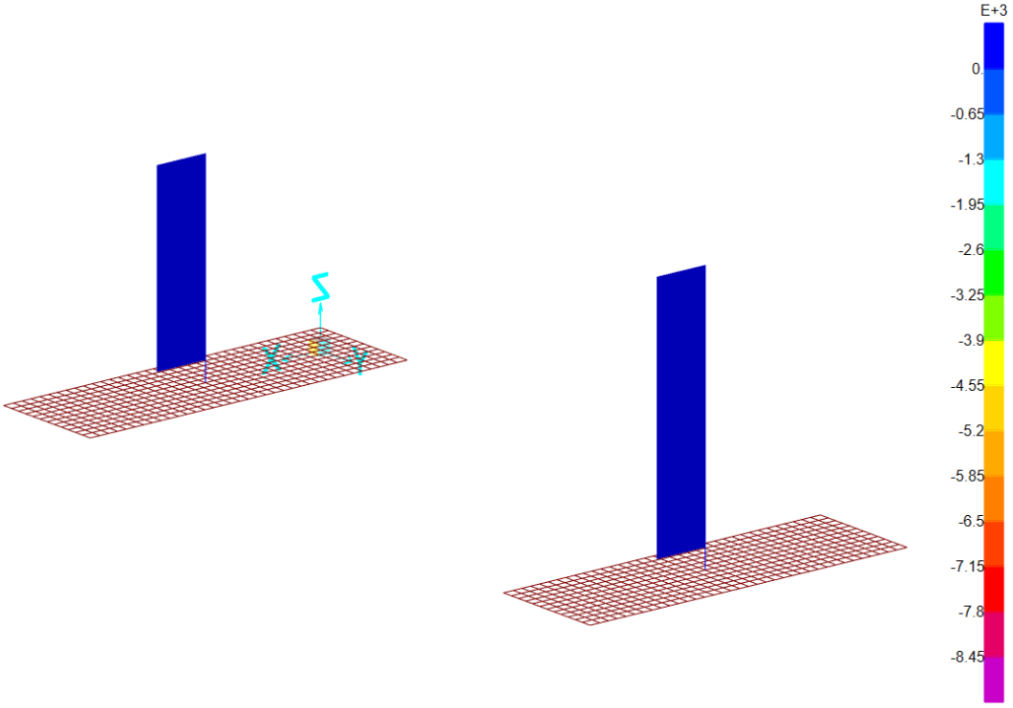



**Figura 54: Inviluppo dell'azione assiale**

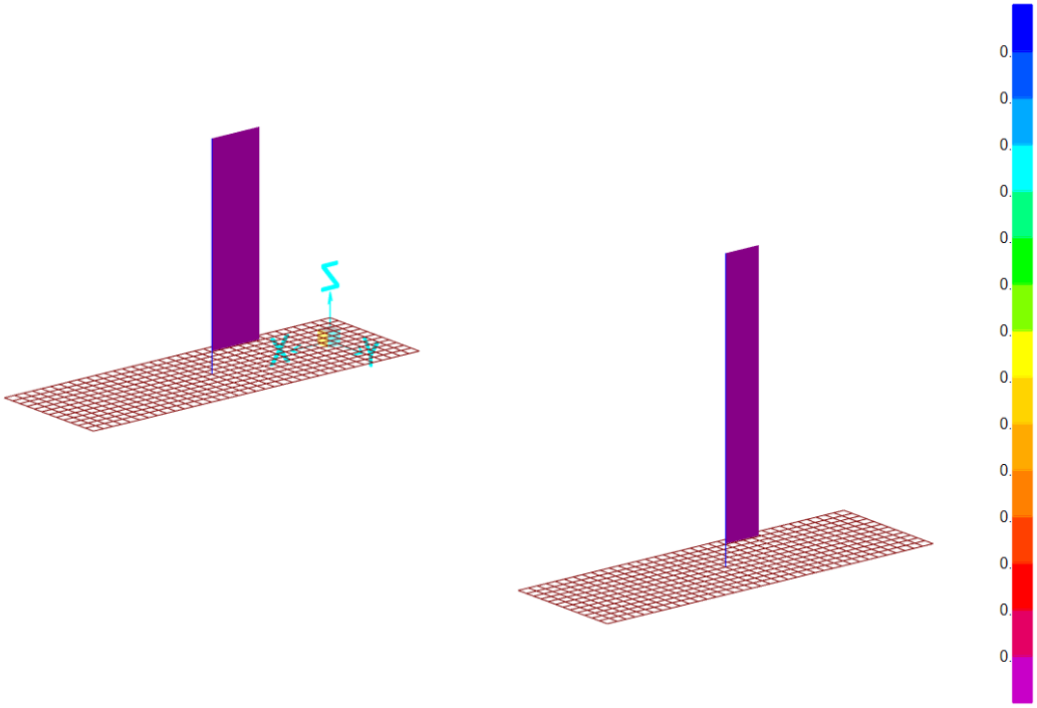


**Figura 55: Inviluppo del taglio in direzione x**

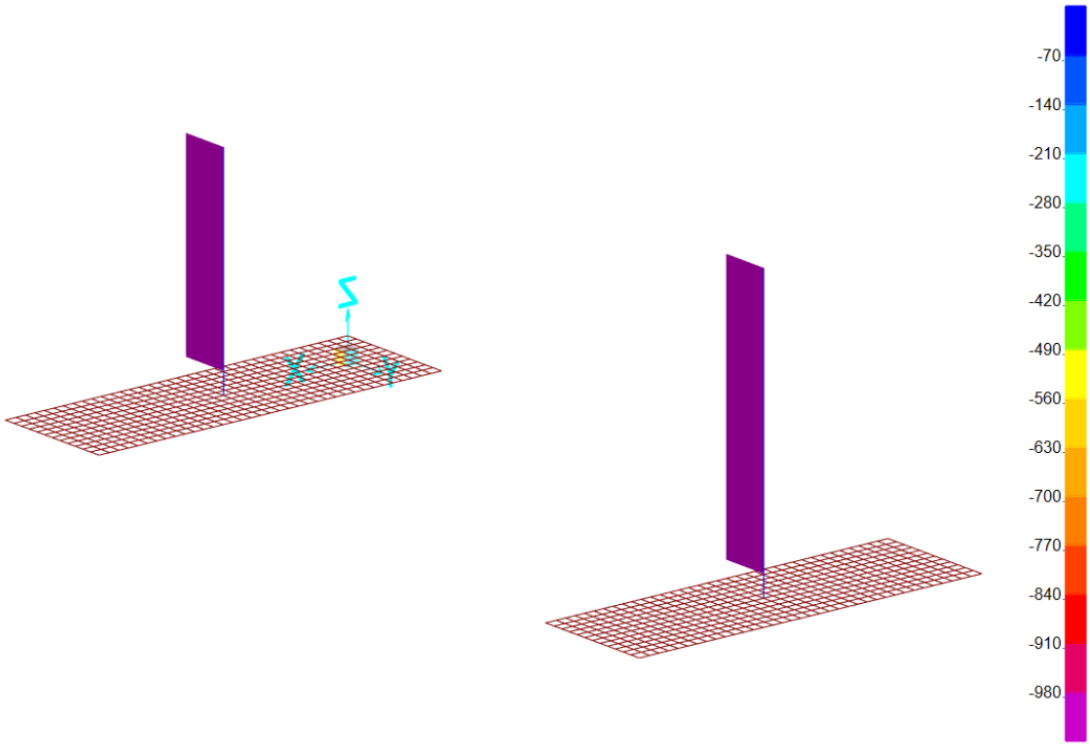



**Figura 56: Inviluppo del taglio in direzione y**

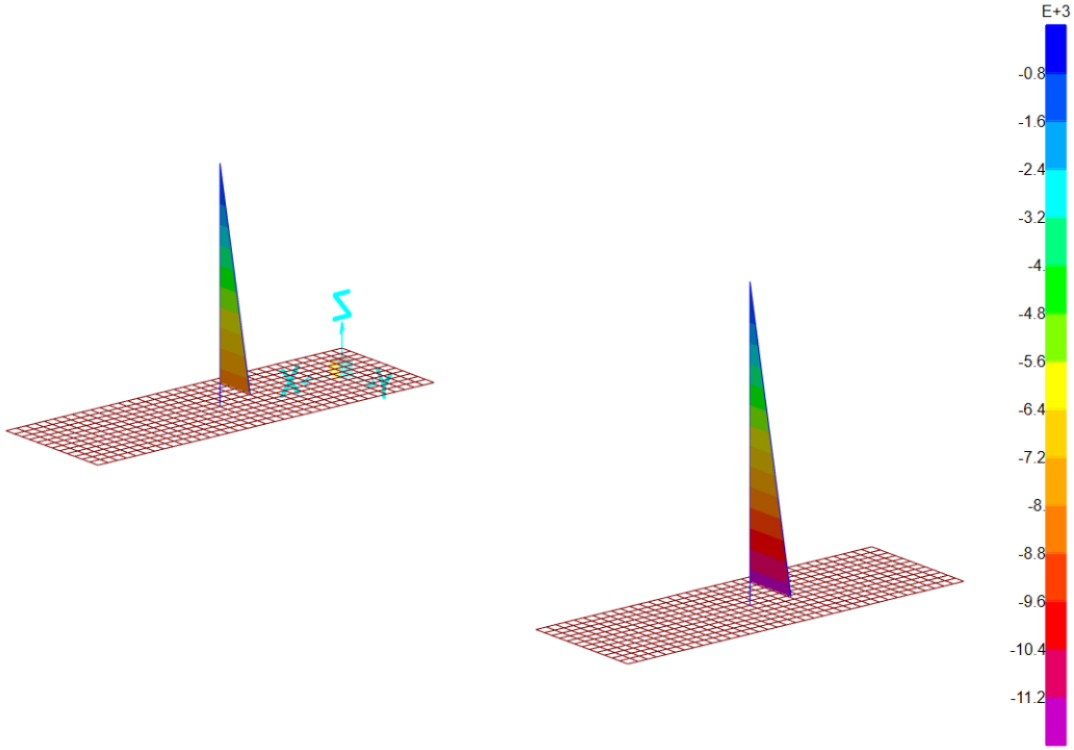



**Figura 57: Inviluppo del momento attorno all'asse x**

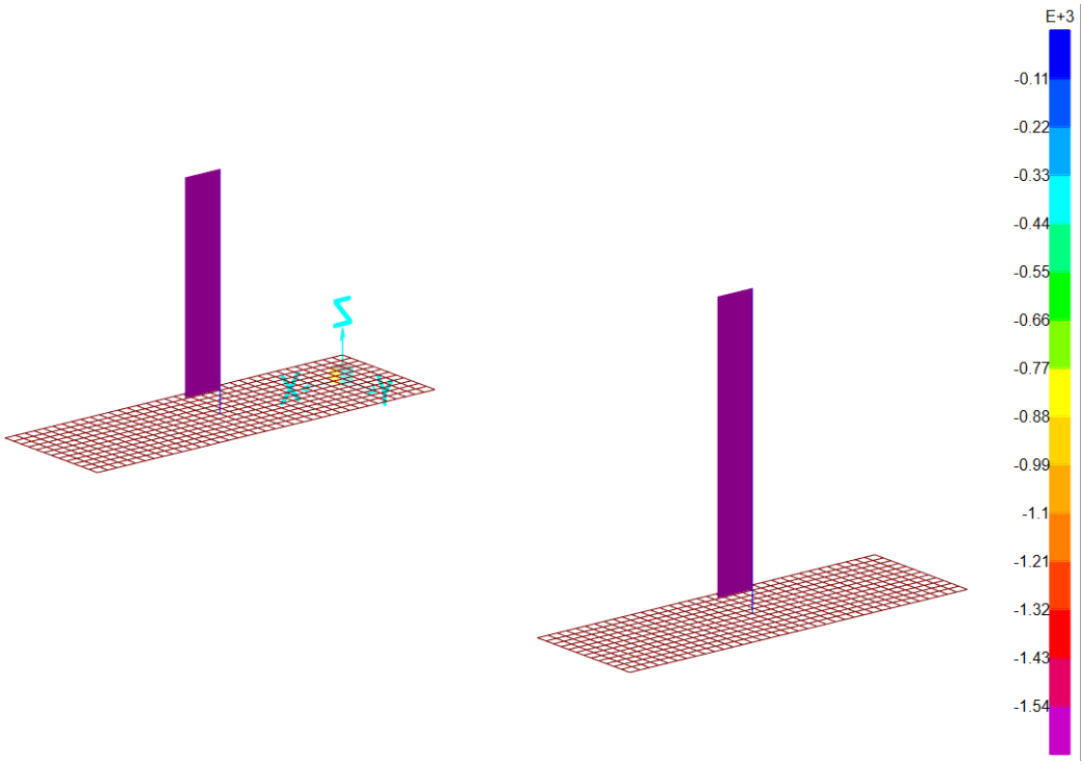



**Figura 58: Inviluppo del momento attorno all'asse y**

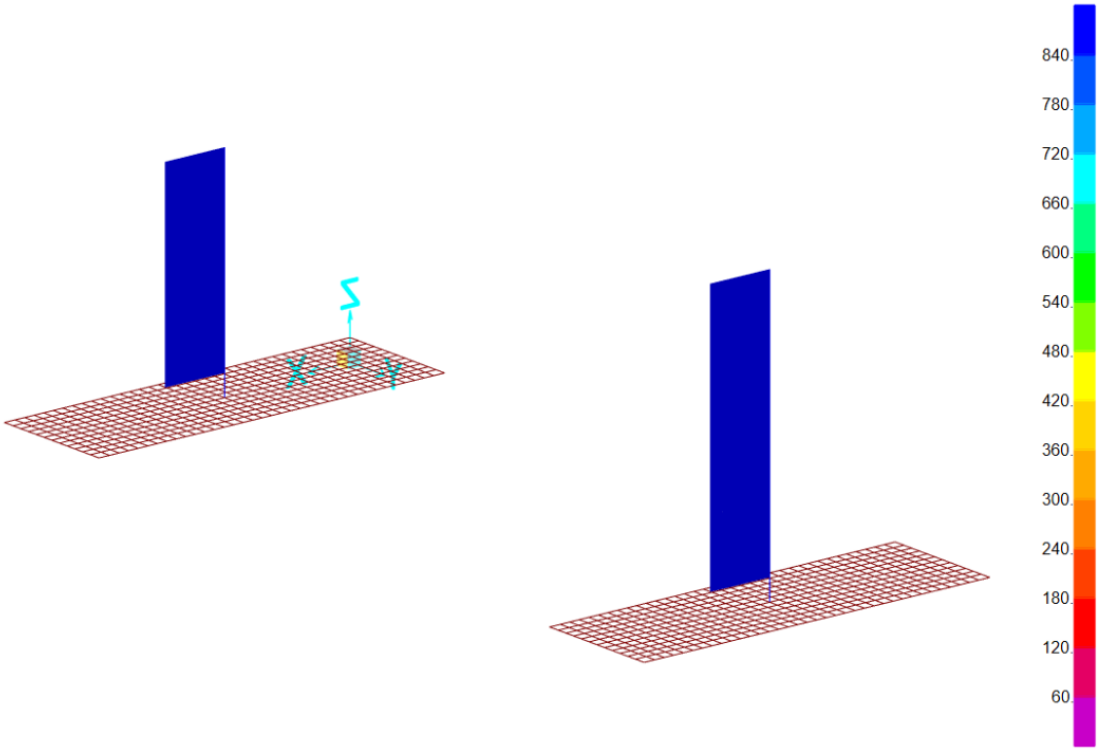



**Figura 59: Inviluppo della torsione**

### *13.4.6. SLE quasi permanente*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione allo SLE (quasi permanente) ottenuti sui fusti delle due pile considerando i carichi sopra esposti.

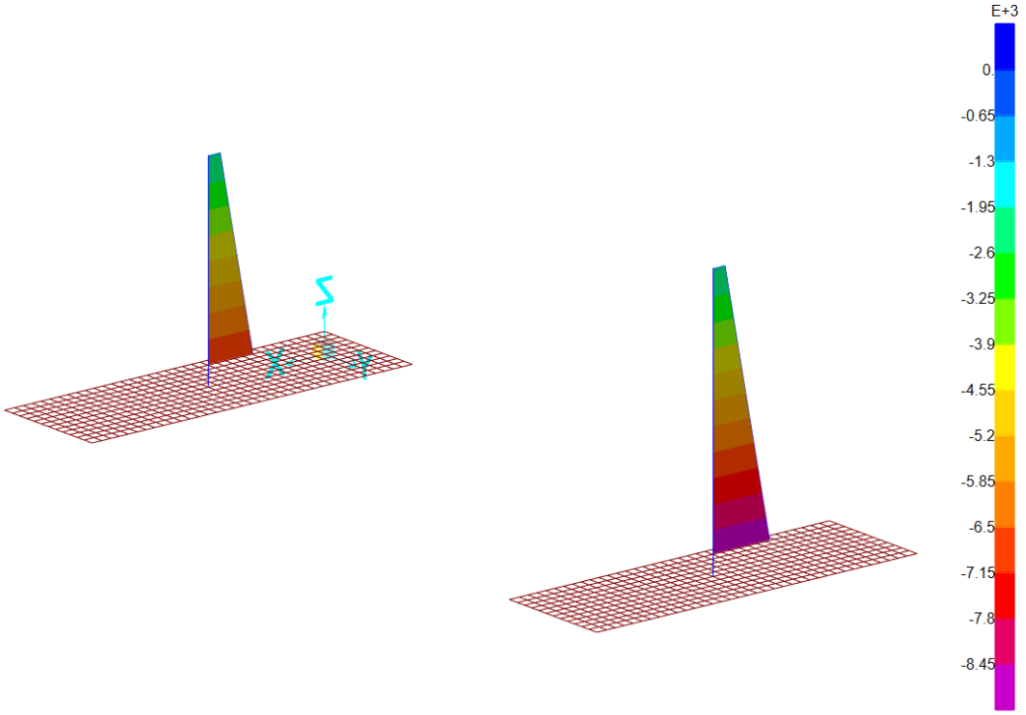



**Figura 60: Inviluppo dell'azione assiale**

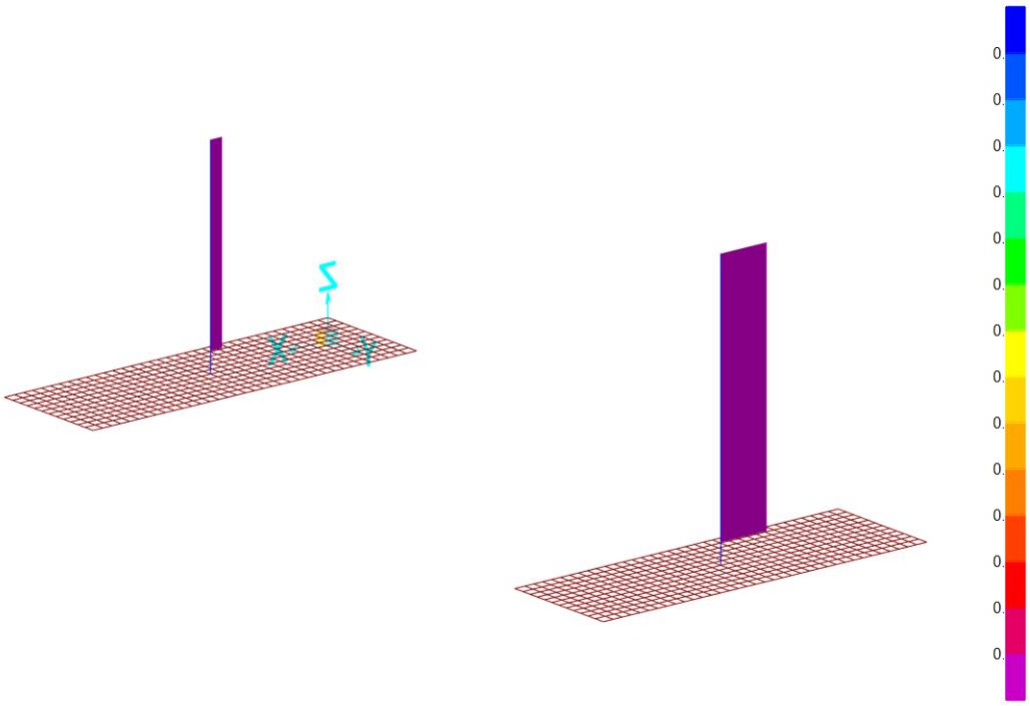


**Figura 61: Inviluppo del taglio in direzione x**

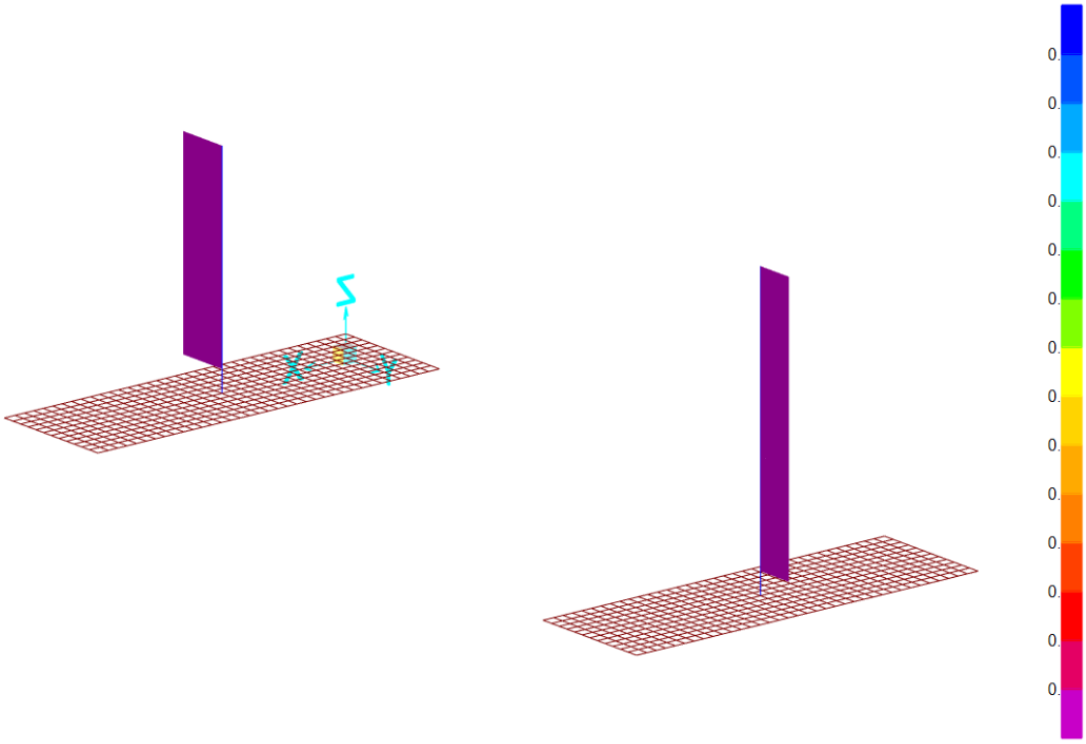


**Figura 62: Inviluppo del taglio in direzione y**

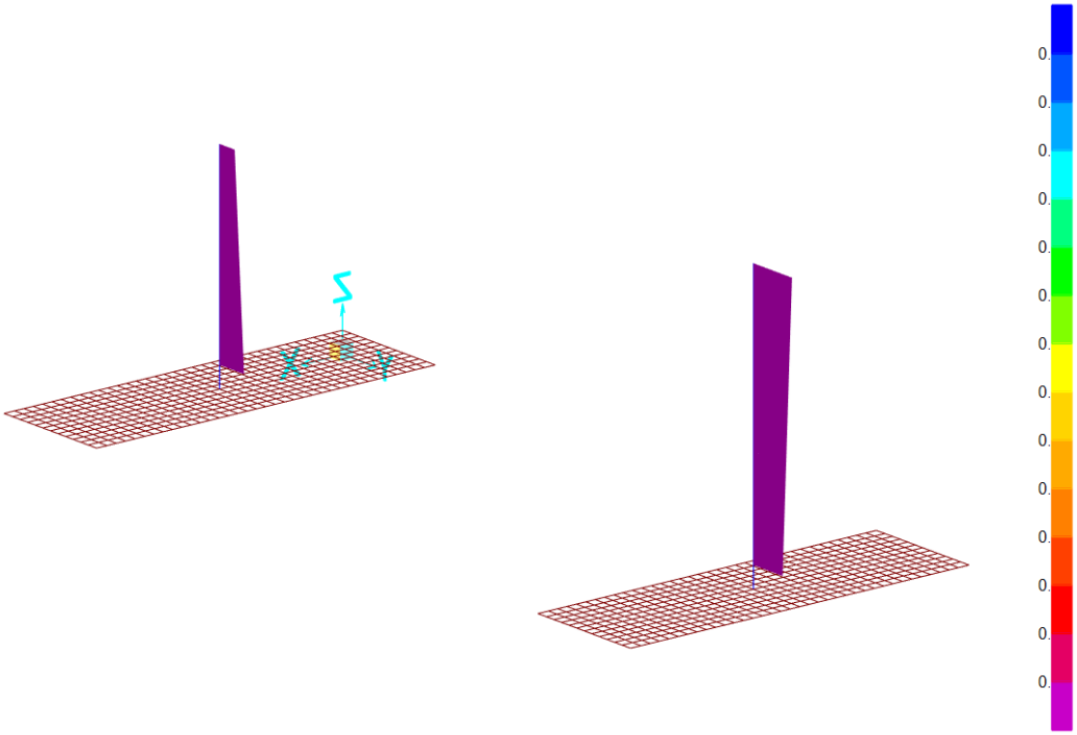


**Figura 63: Inviluppo del momento attorno all'asse x**

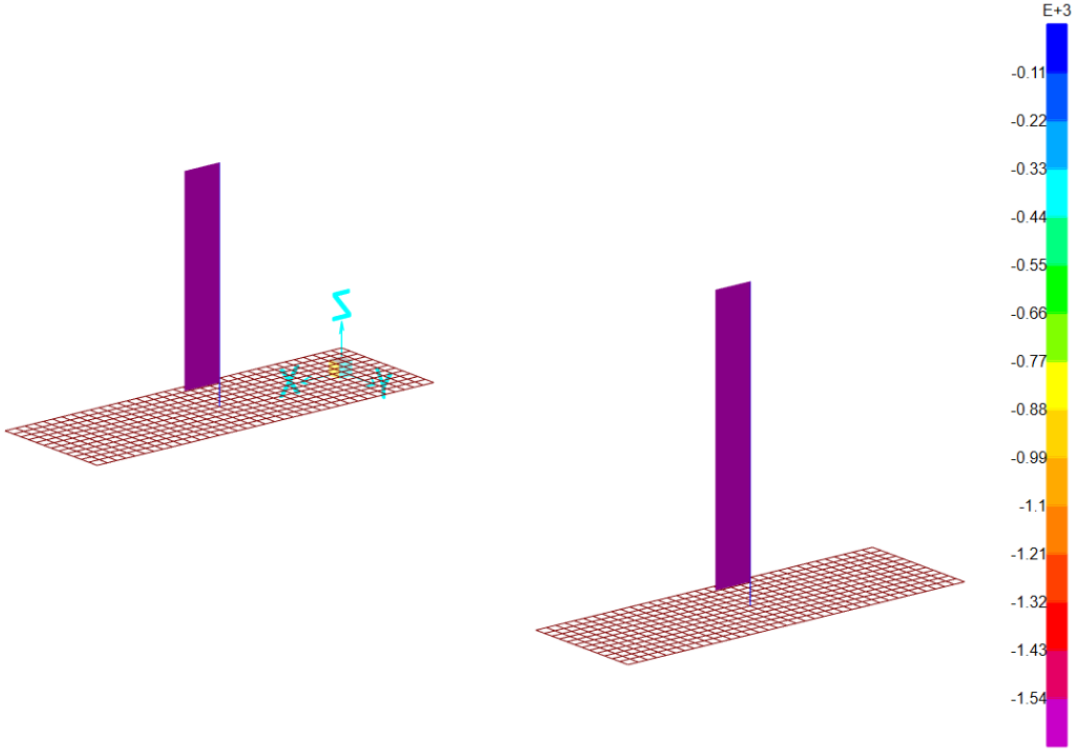



**Figura 64: Inviluppo del momento attorno all'asse y**

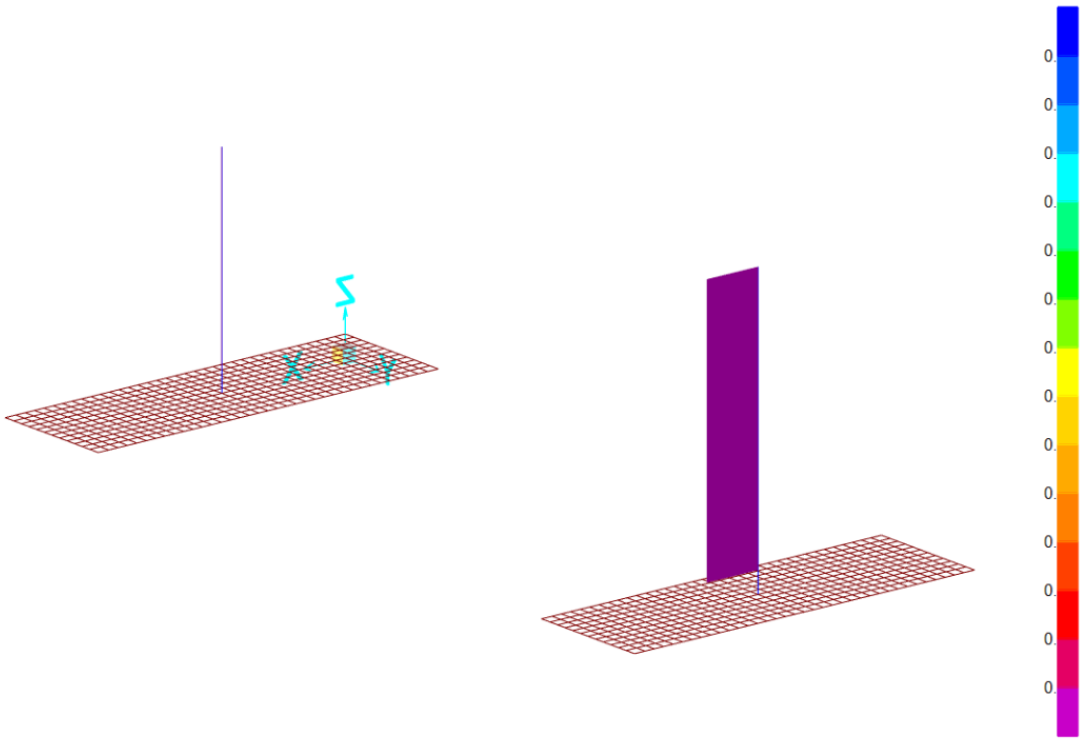


**Figura 65: Inviluppo della torsione**

## 13.5. Sollecitazioni sui pali

Nelle immagini seguenti si riportano a destra i pali della pila 1 e a sinistra i pali della pila 2

### *13.5.1. SLU*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione ottenuti sui pali considerando i carichi sopra esposti allo stato limite ultimo.

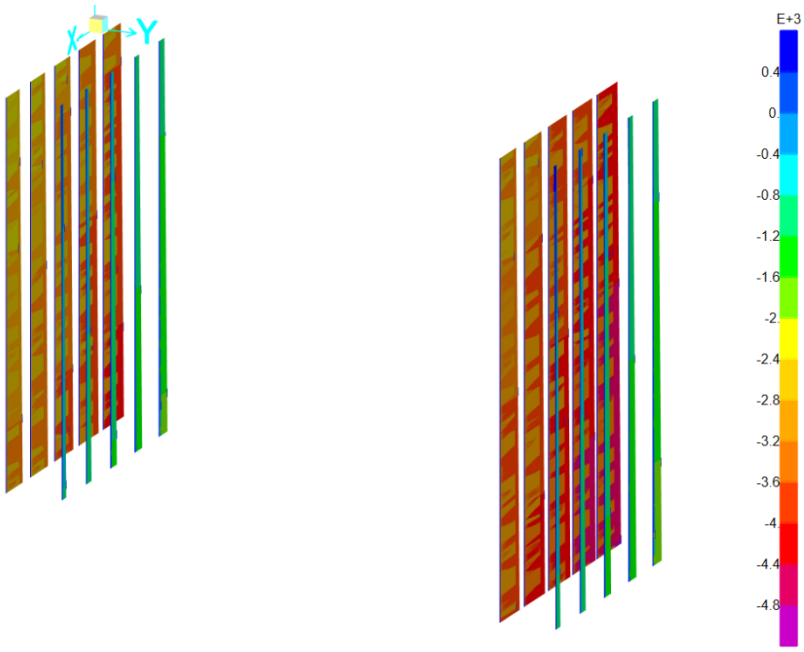



**Figura 66: Inviluppo dell'azione assiale**

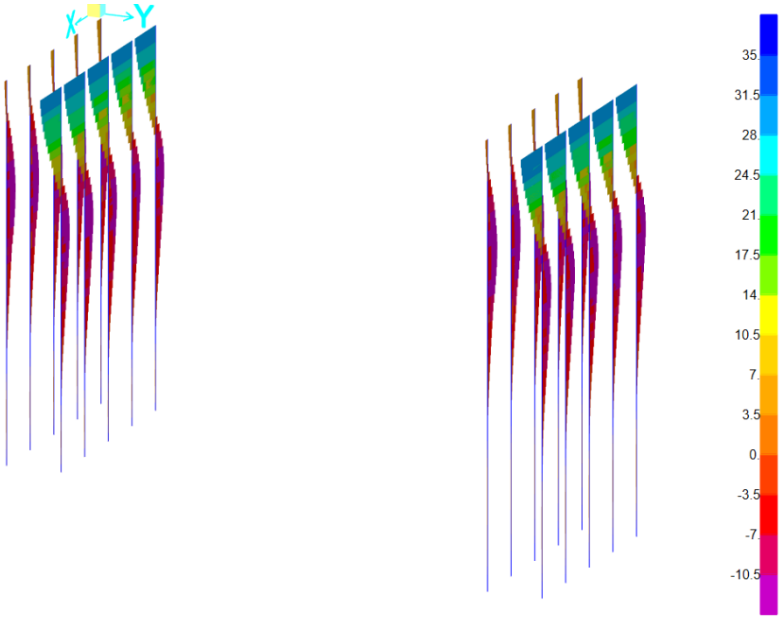



**Figura 67: Inviluppo del taglio in direzione x**

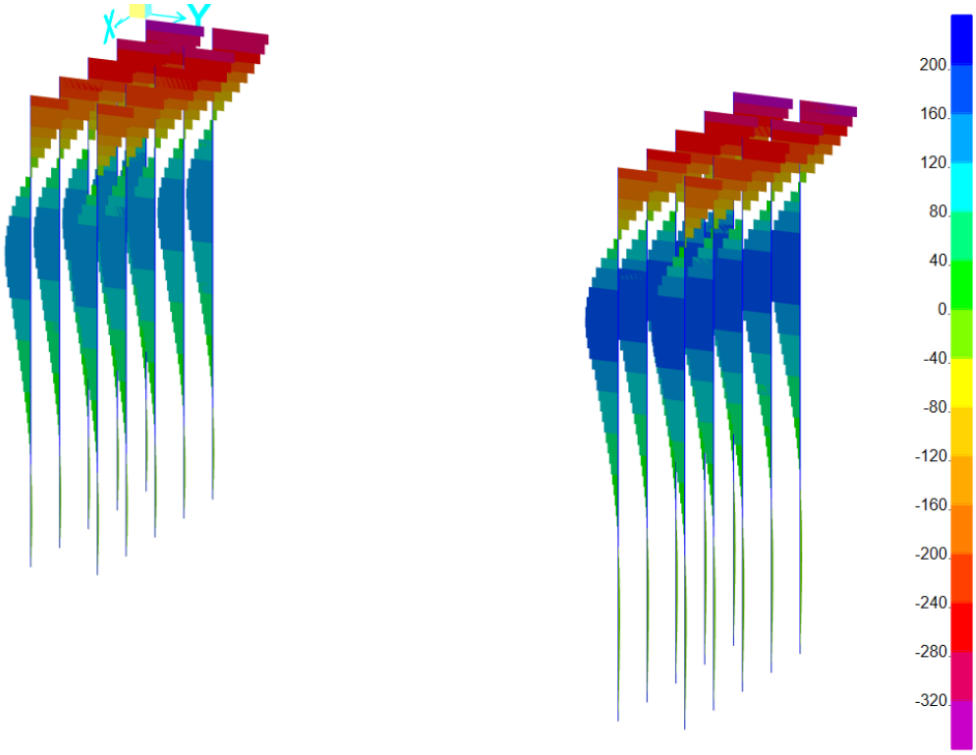



**Figura 68: Inviluppo del taglio in direzione y**

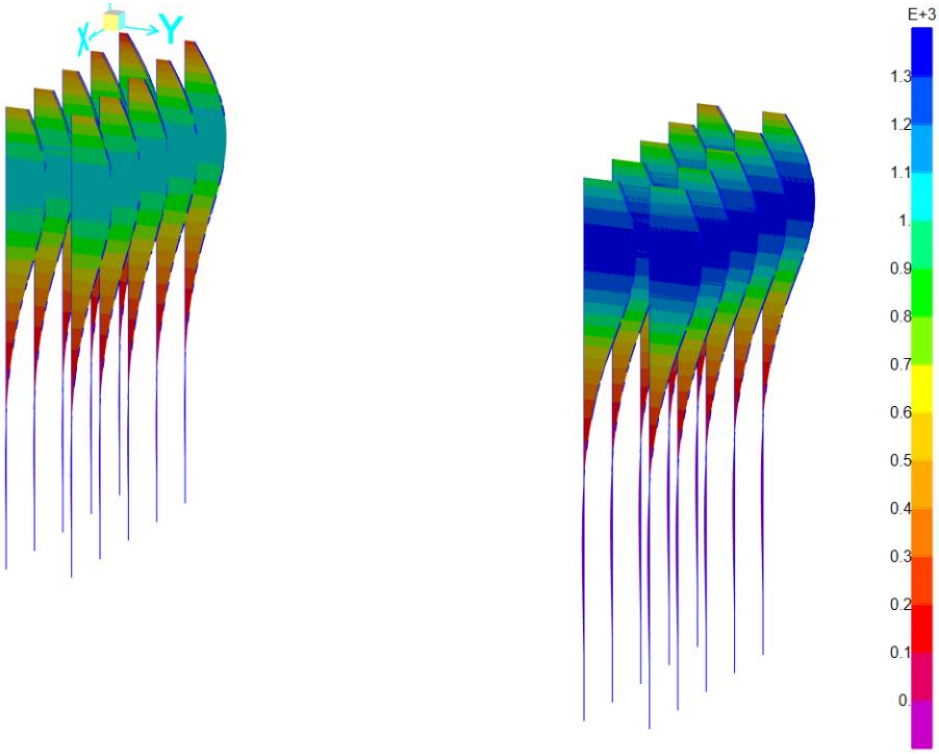



**Figura 69: Inviluppo del momento attorno all'asse x**

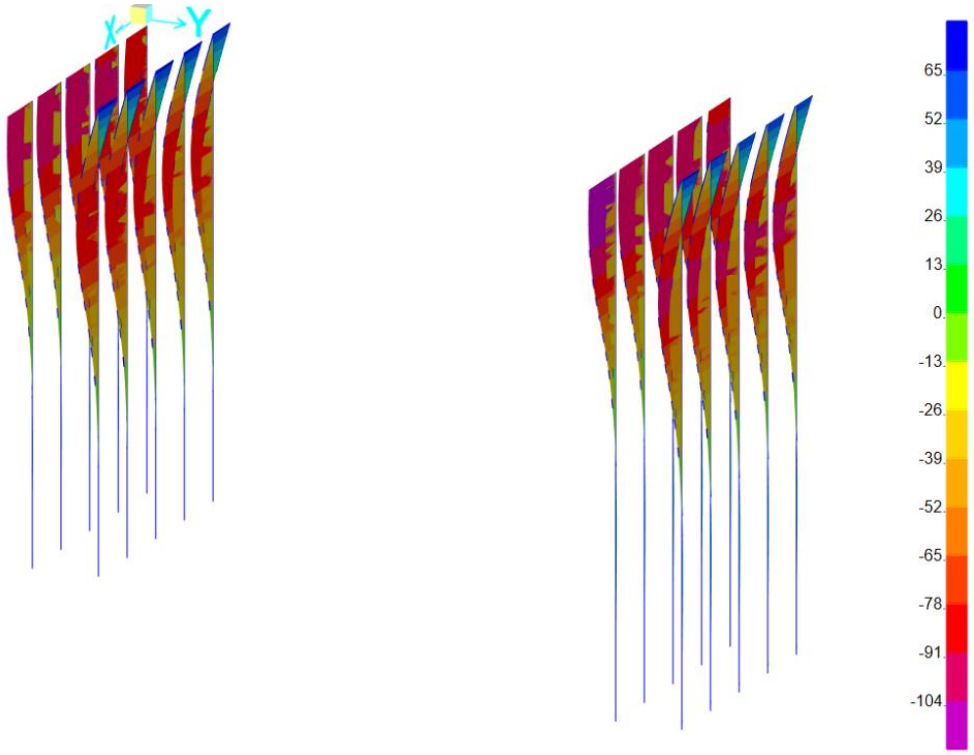



**Figura 70: Inviluppo del momento attorno all'asse y**

### *13.5.2. SLV*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione ottenuti allo SLV sui pali considerando i carichi sopra esposti.

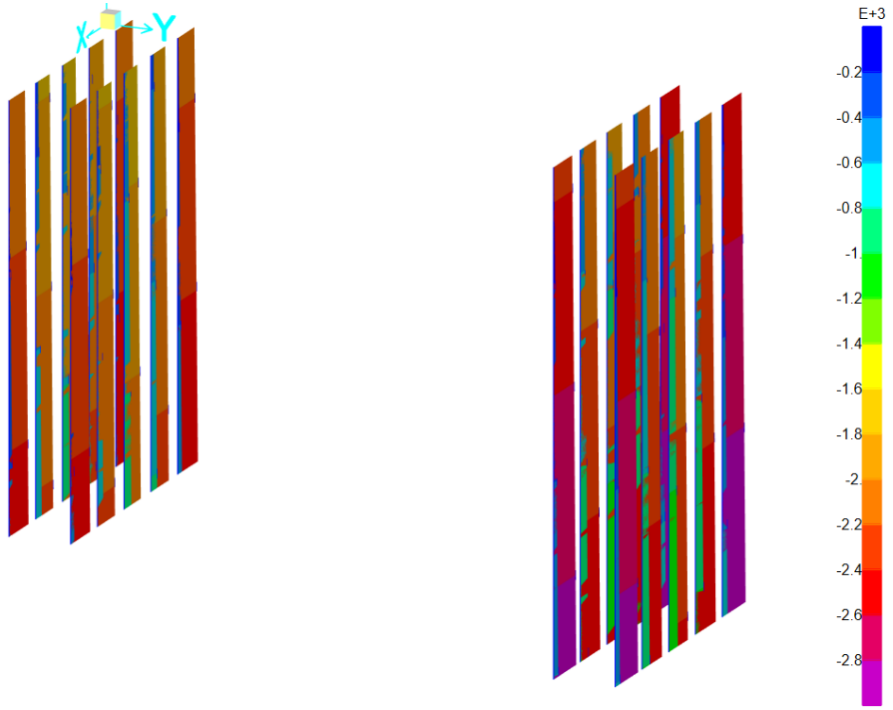



**Figura 71: Inviluppo dell'azione assiale**

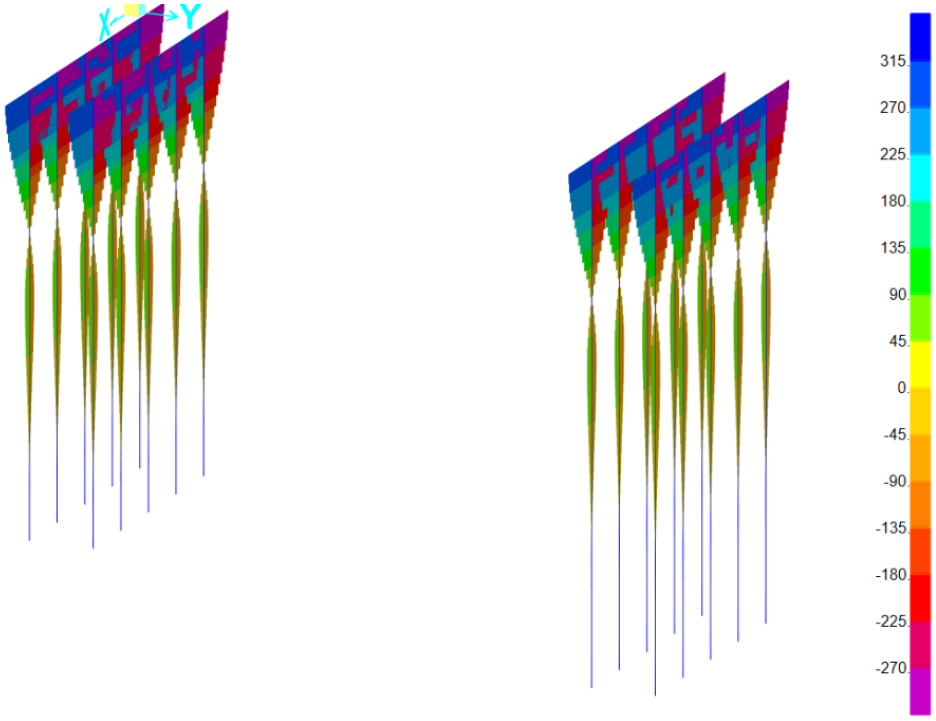



**Figura 72: Inviluppo del taglio in direzione x**

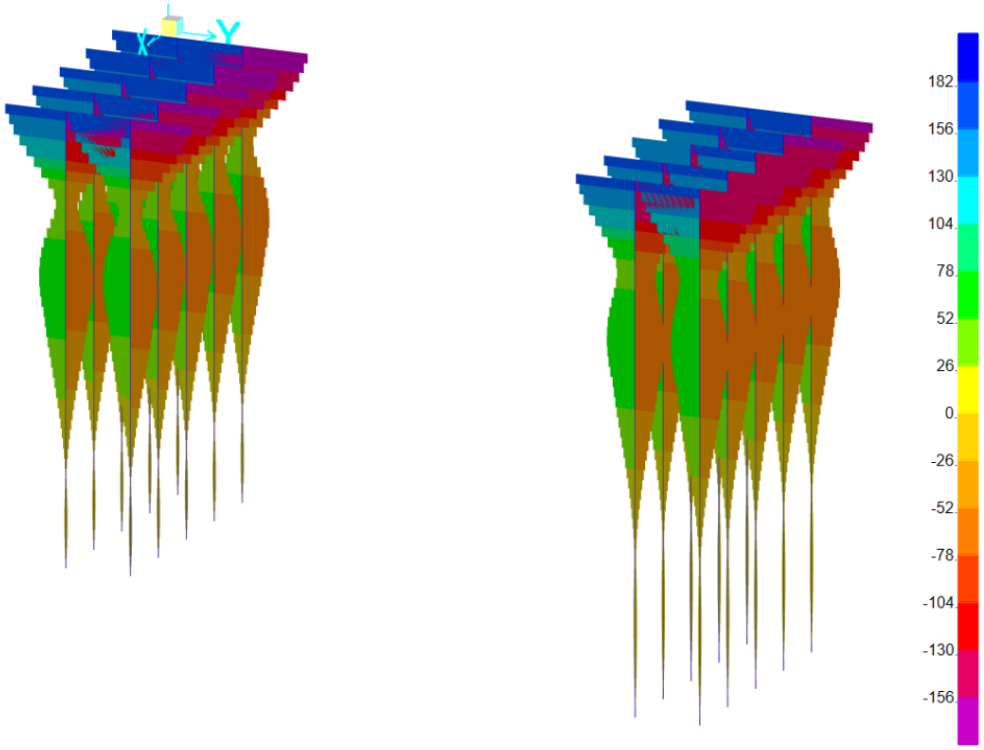



**Figura 73: Inviluppo del taglio in direzione y**

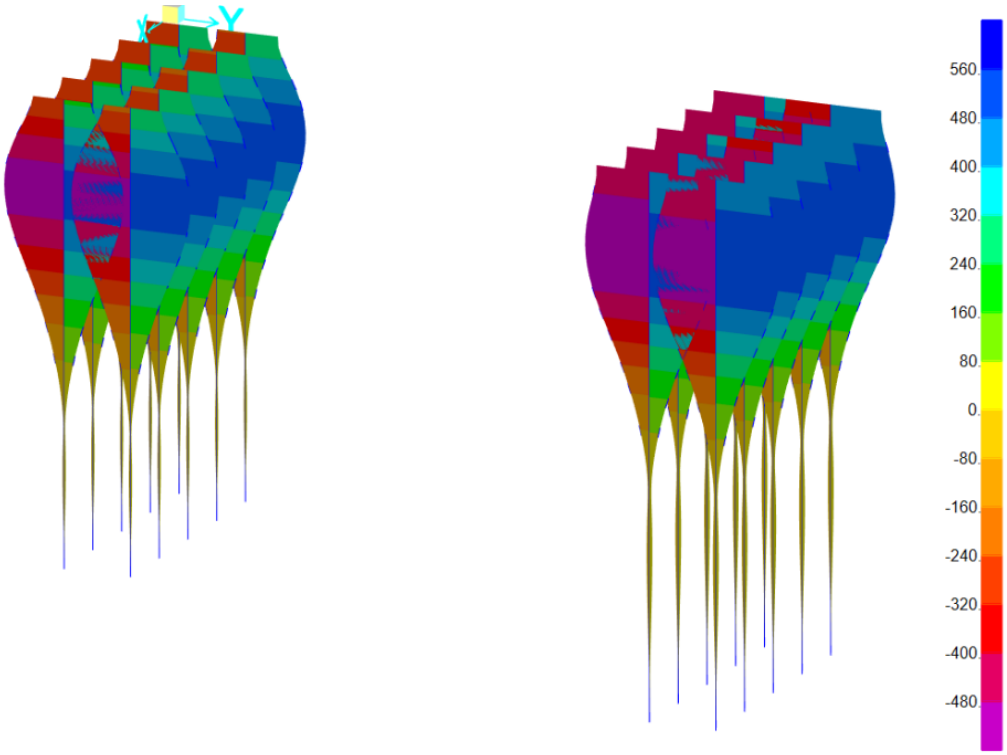



**Figura 74: Inviluppo del momento attorno all'asse x**

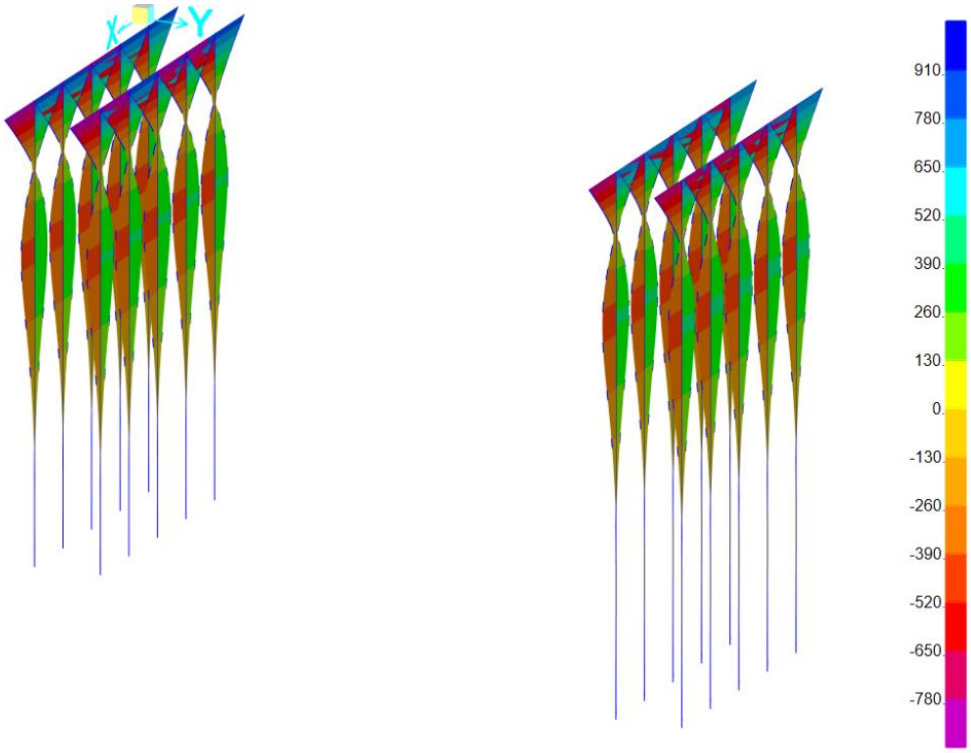



**Figura 75: Inviluppo del momento attorno all'asse y**

### *13.5.3. ECC*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione ottenuti sui fusti delle due pile considerando i carichi sopra esposti in situazione eccezionale (colata detritica).

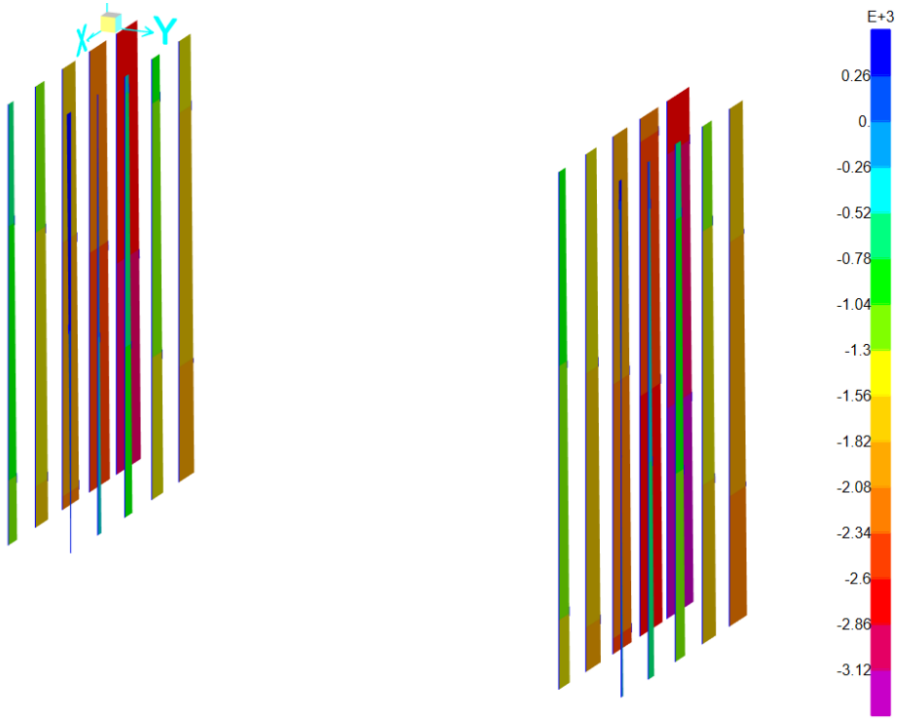



**Figura 76: Inviluppo dell'azione assiale**

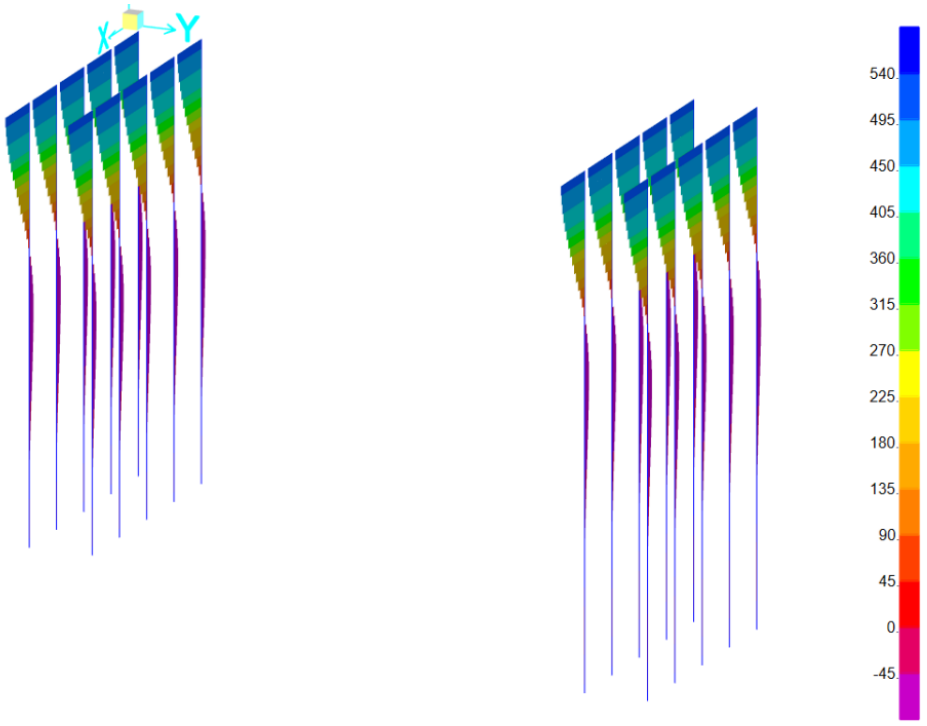



**Figura 77: Inviluppo del taglio in direzione x**

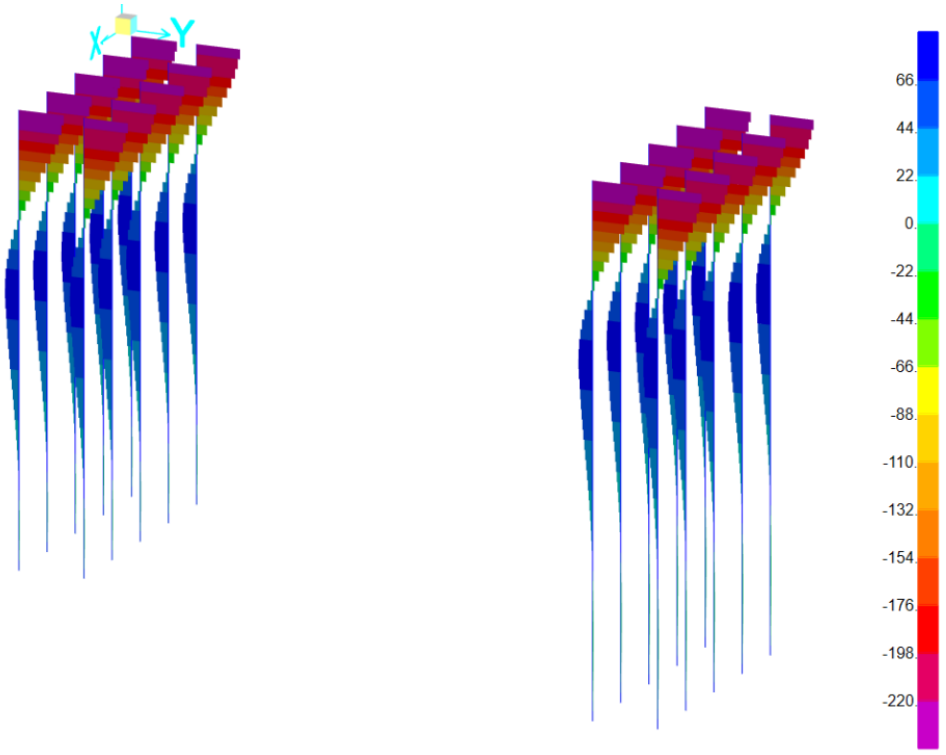



**Figura 78: Inviluppo del taglio in direzione y**

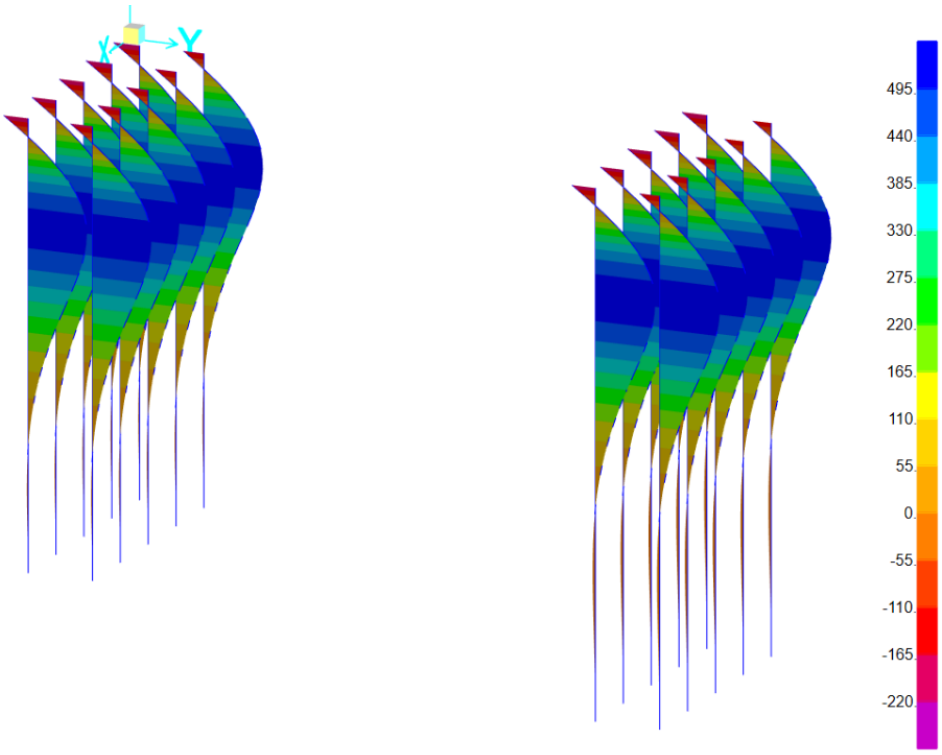



**Figura 79: Inviluppo del momento attorno all'asse x**

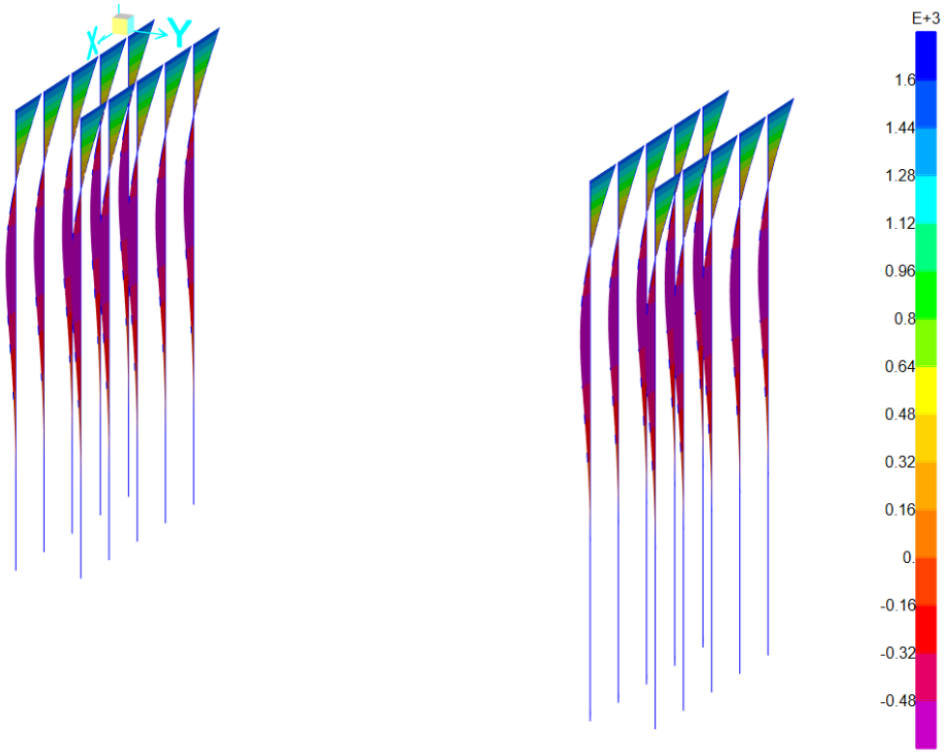



**Figura 80: Inviluppo del momento attorno all'asse y**

### *13.5.4. SLE caratteristica*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione ottenuti allo SLE (caratteristica) sui pali considerando i carichi sopra esposti.

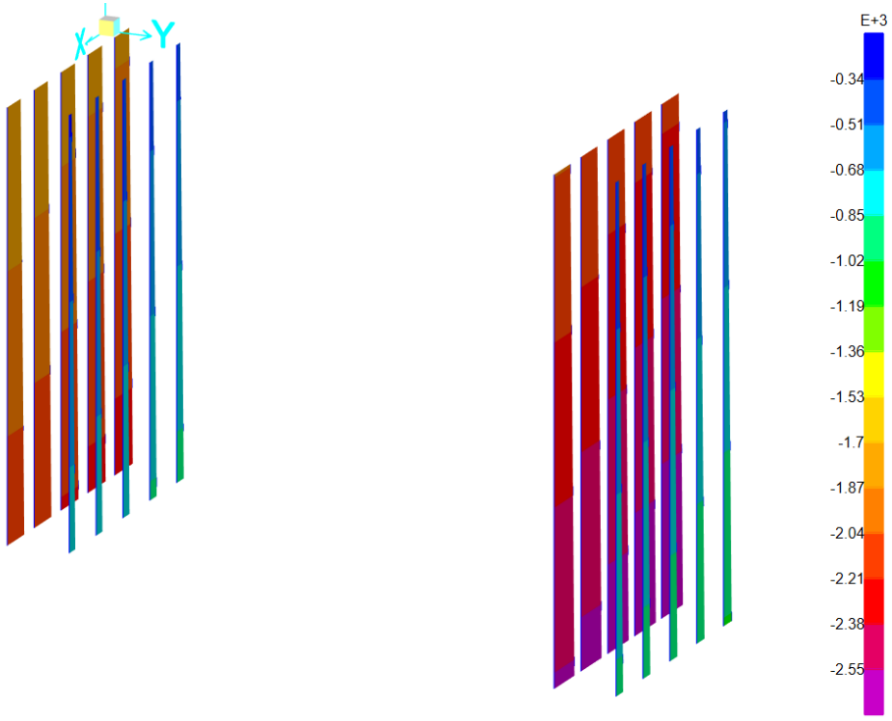



**Figura 81: Inviluppo dell'azione assiale**

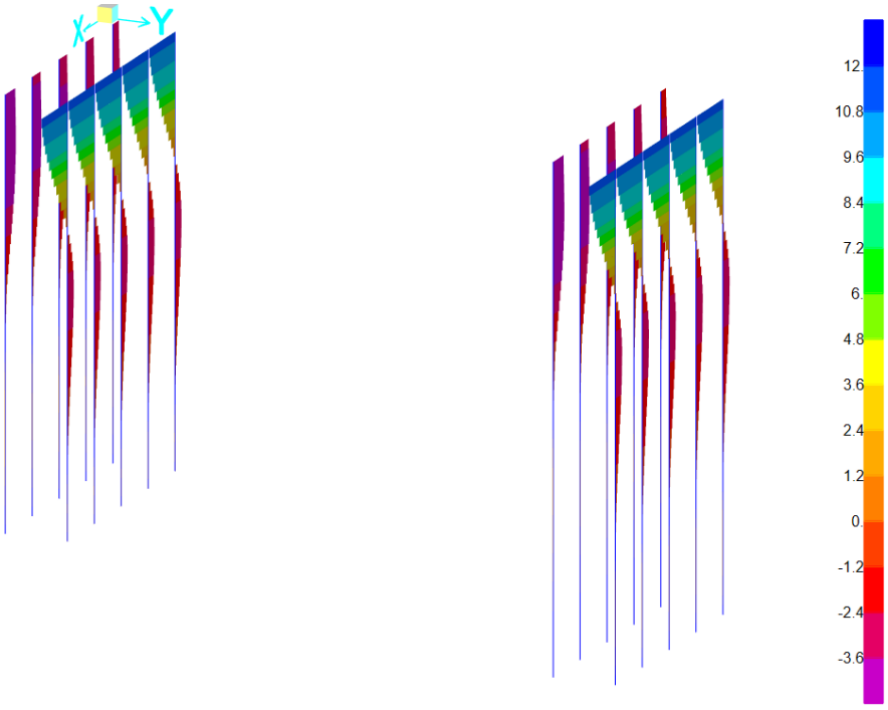



**Figura 82: Inviluppo del taglio in direzione x**

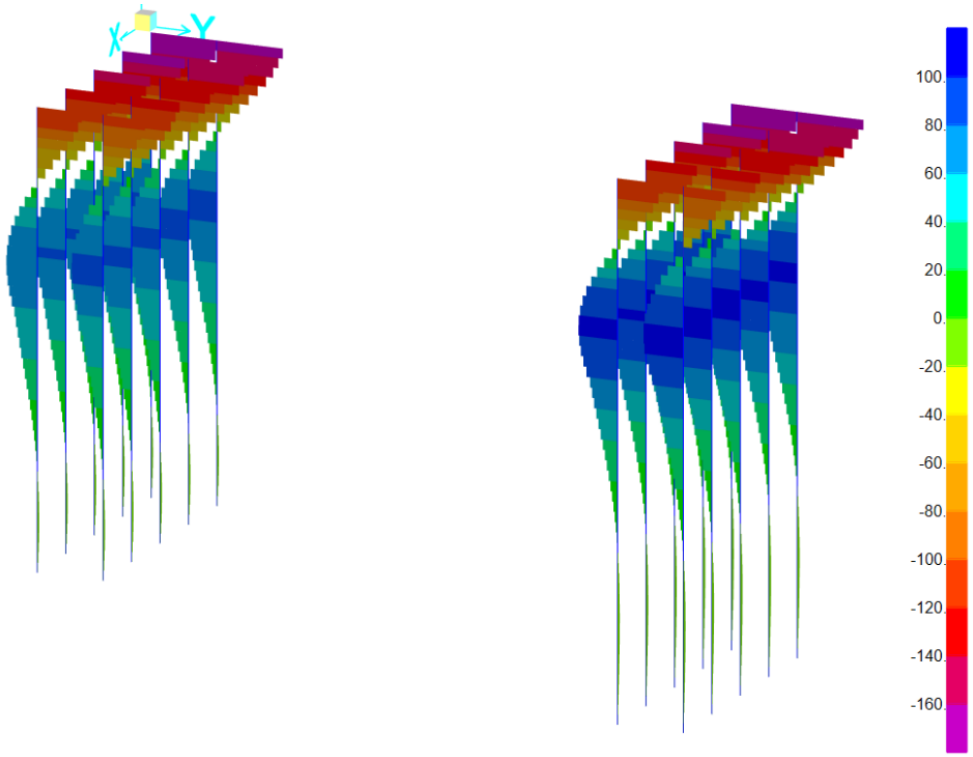



**Figura 83: Inviluppo del taglio in direzione y**

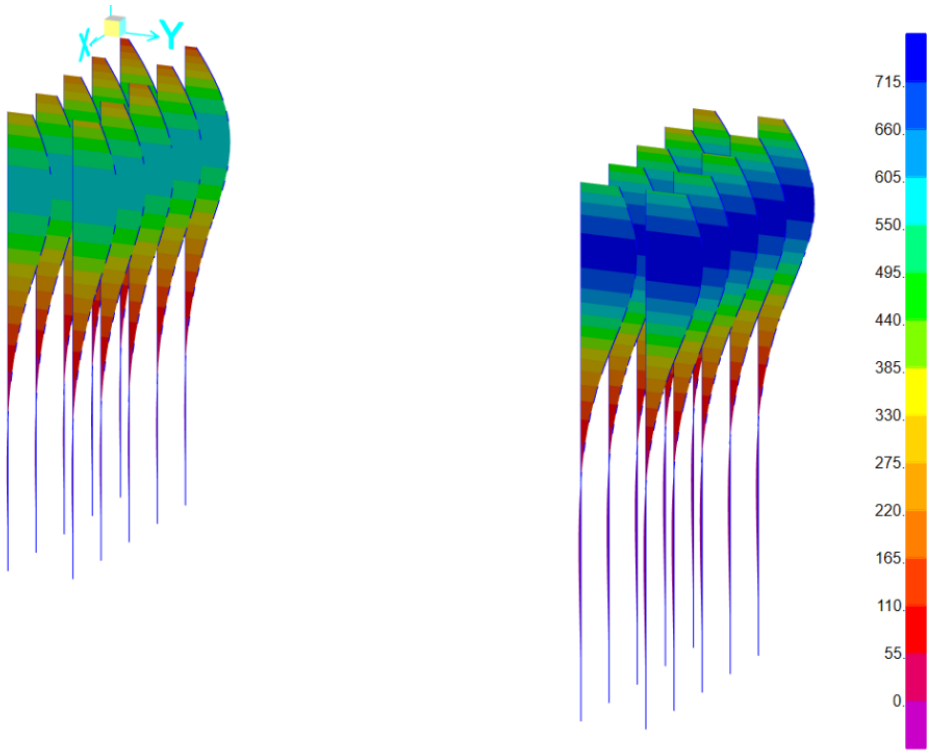



**Figura 84: Inviluppo del momento attorno all'asse x**

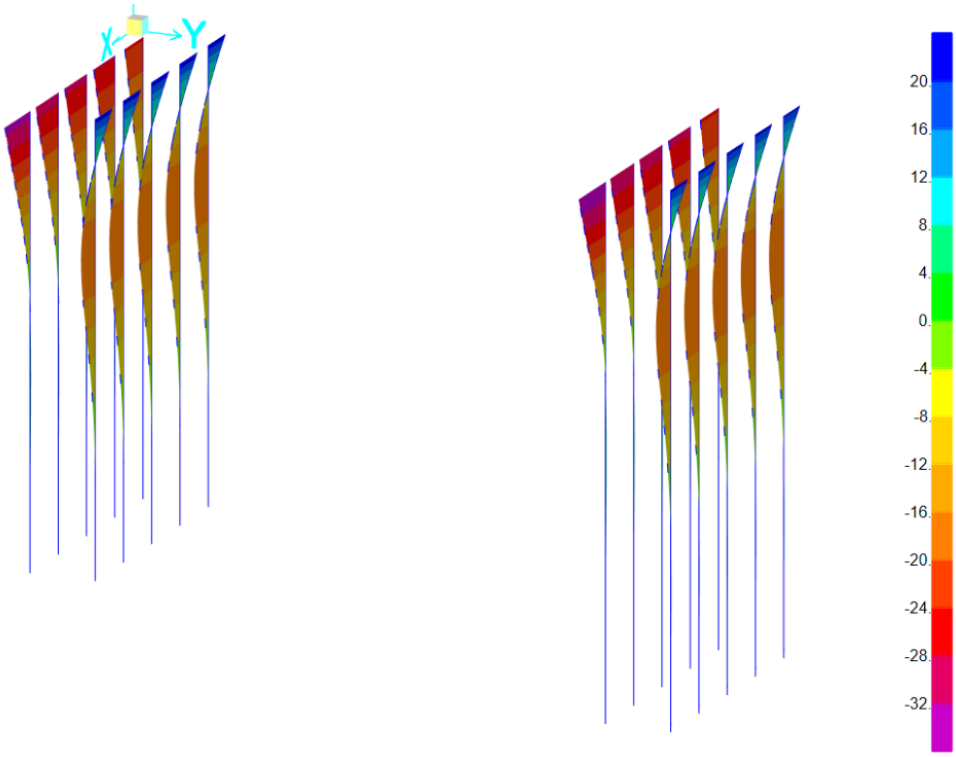



**Figura 85: Inviluppo del momento attorno all'asse y**

### *13.5.5. SLE frequente*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione ottenuti allo SLE (frequente) sui pali considerando i carichi sopra esposti.

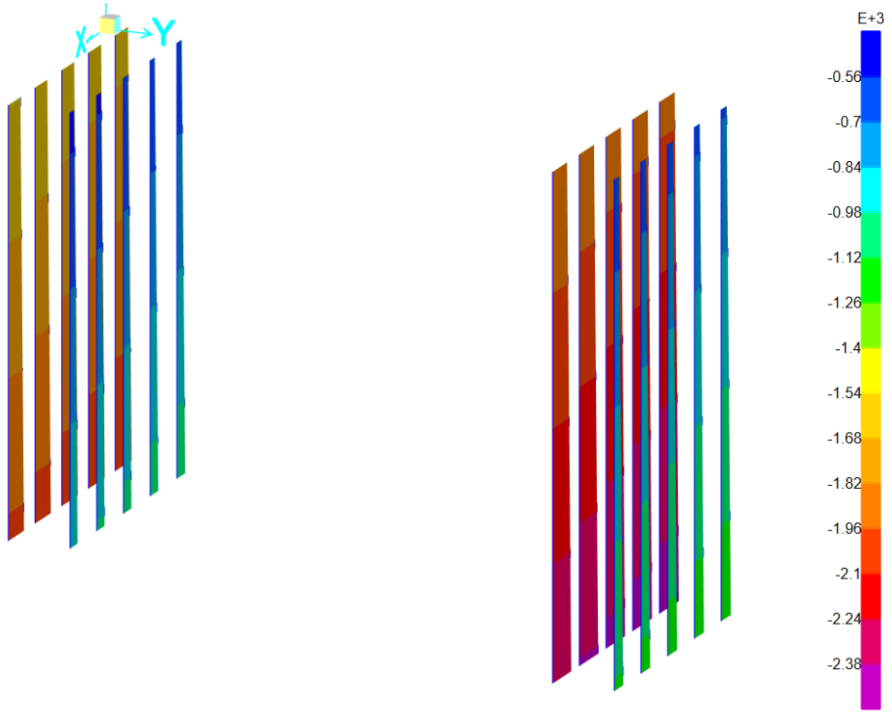



**Figura 86: Inviluppo dell'azione assiale**

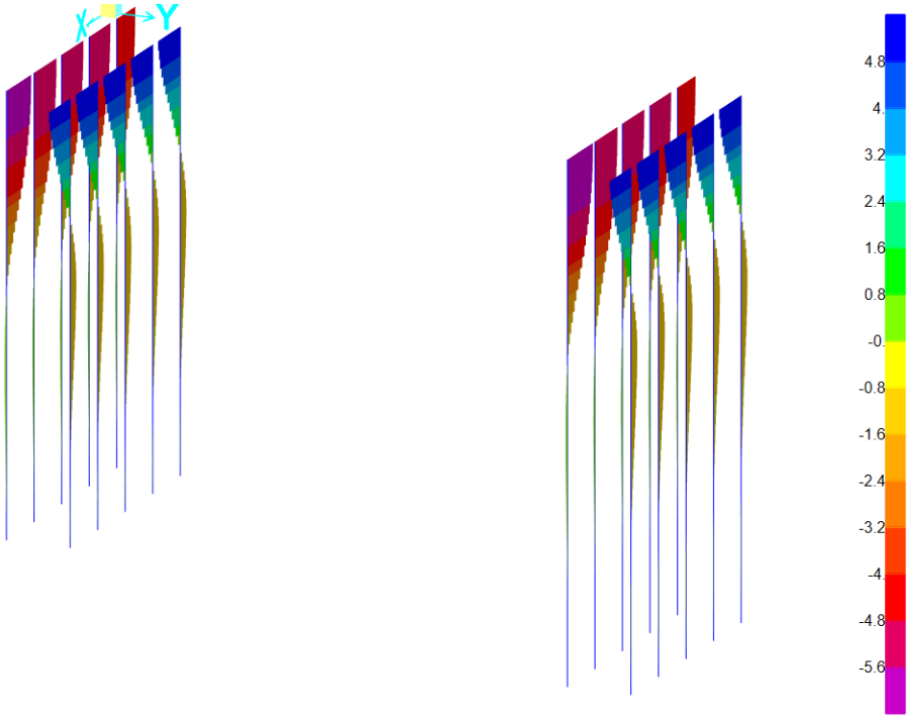



**Figura 87: Inviluppo del taglio in direzione x**

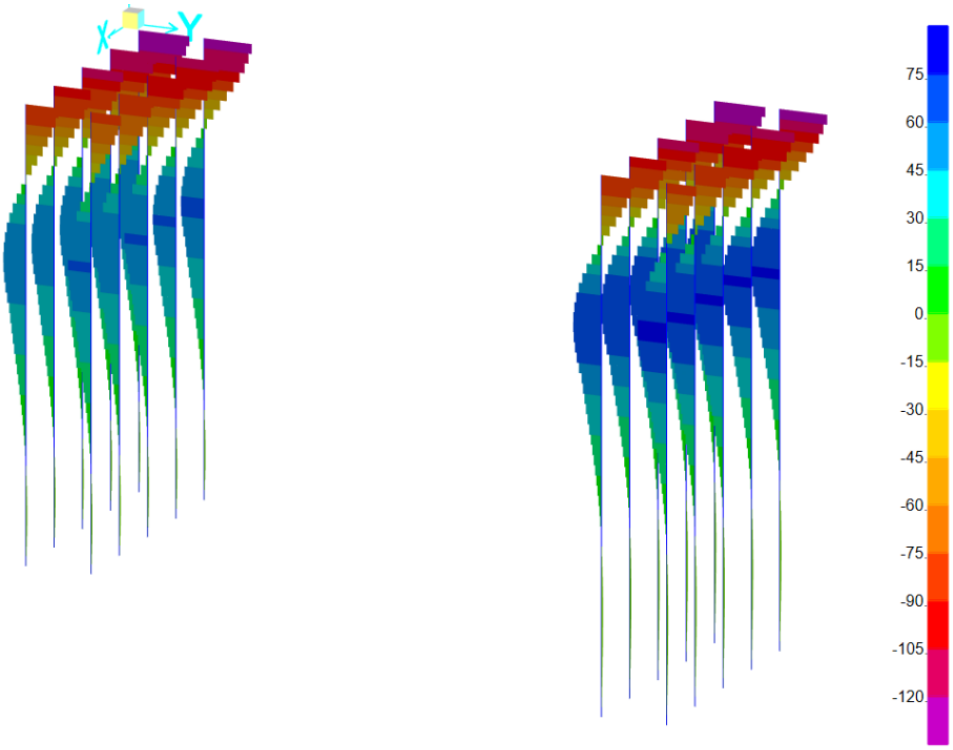



**Figura 88: Inviluppo del taglio in direzione y**

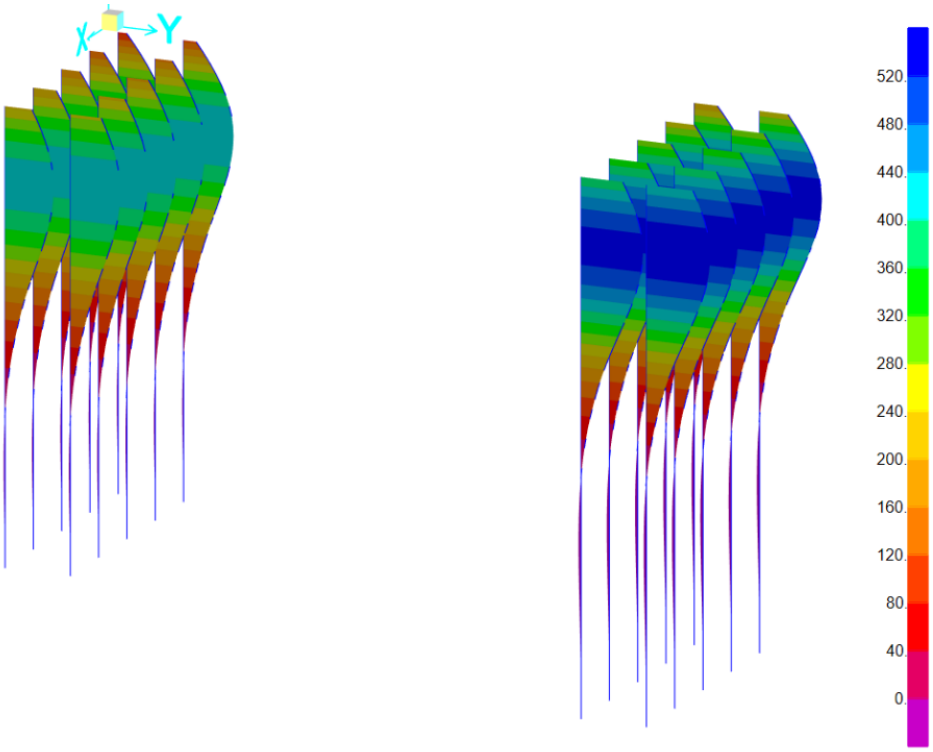



**Figura 89: Inviluppo del momento attorno all'asse x**

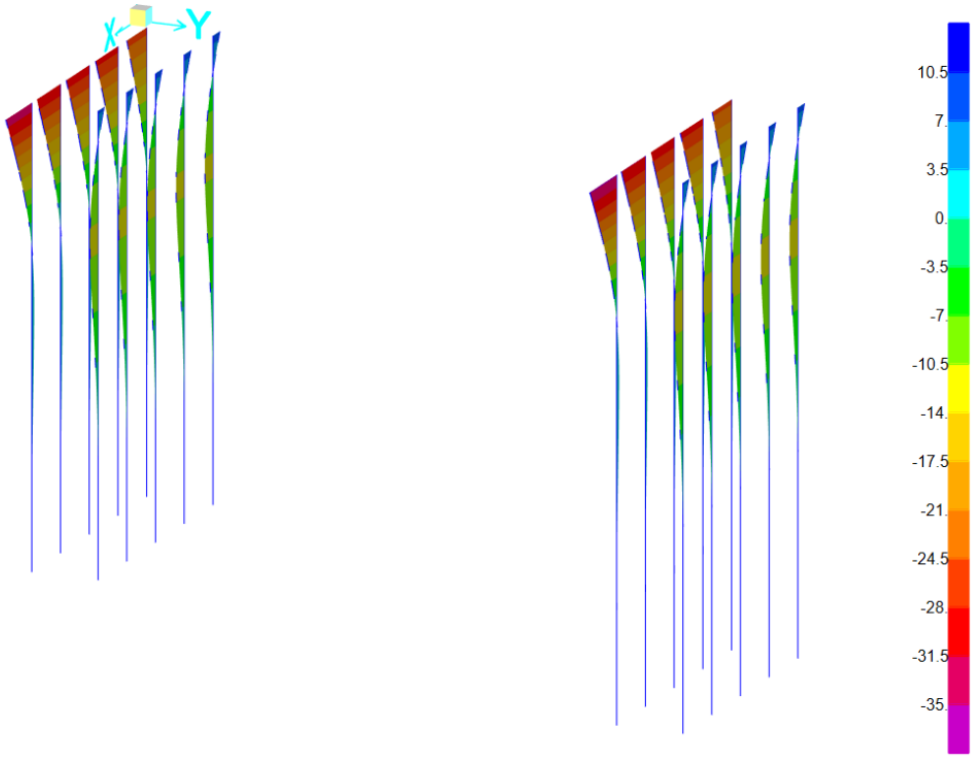



**Figura 90: Inviluppo del momento attorno all'asse y**

### *13.5.6. SLE quasi permanente*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione ottenuti allo SLE (quasi permanente) sui pali considerando i carichi sopra esposti.

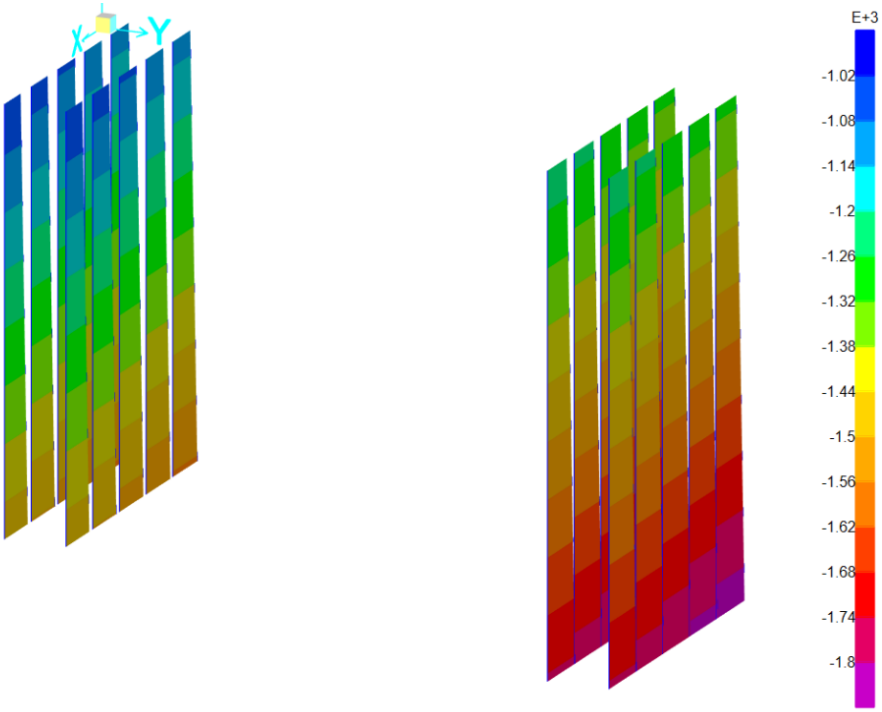



**Figura 91: Inviluppo dell'azione assiale**

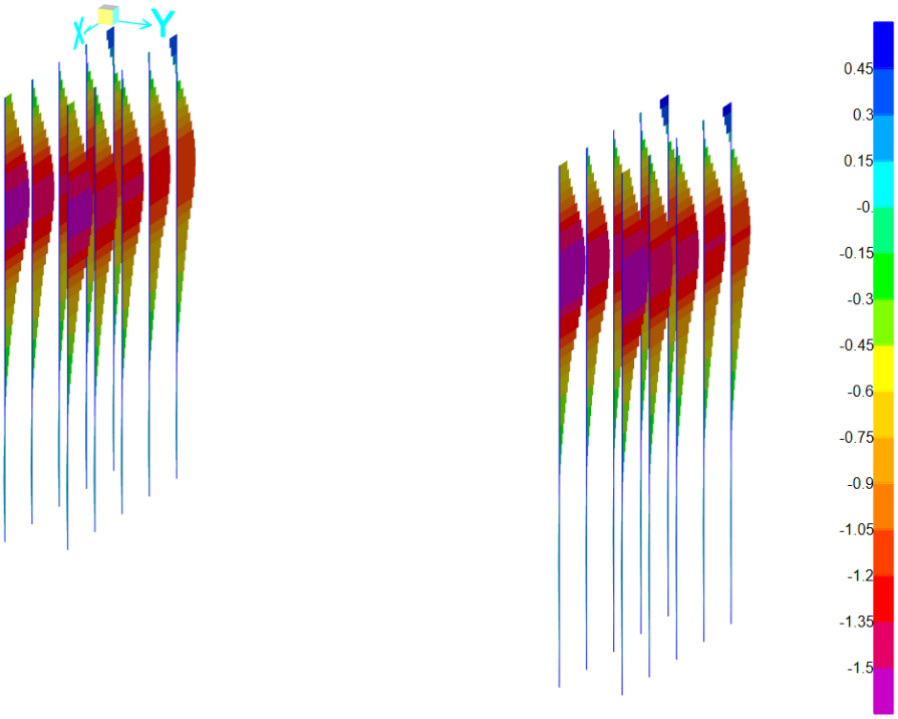



**Figura 92: Inviluppo del taglio in direzione x**

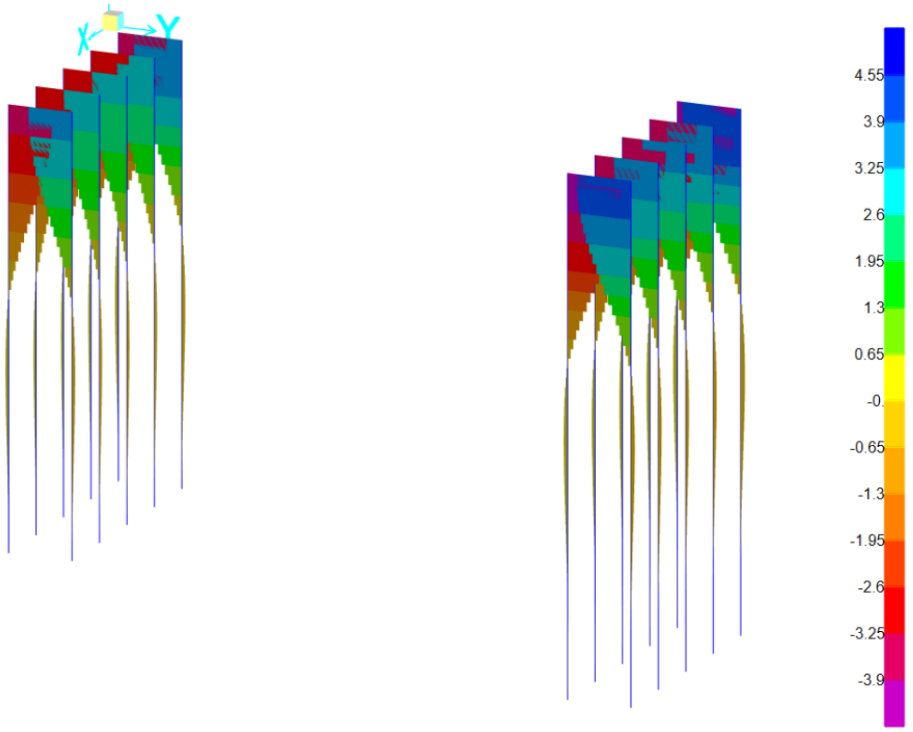



**Figura 93: Inviluppo del taglio in direzione y**

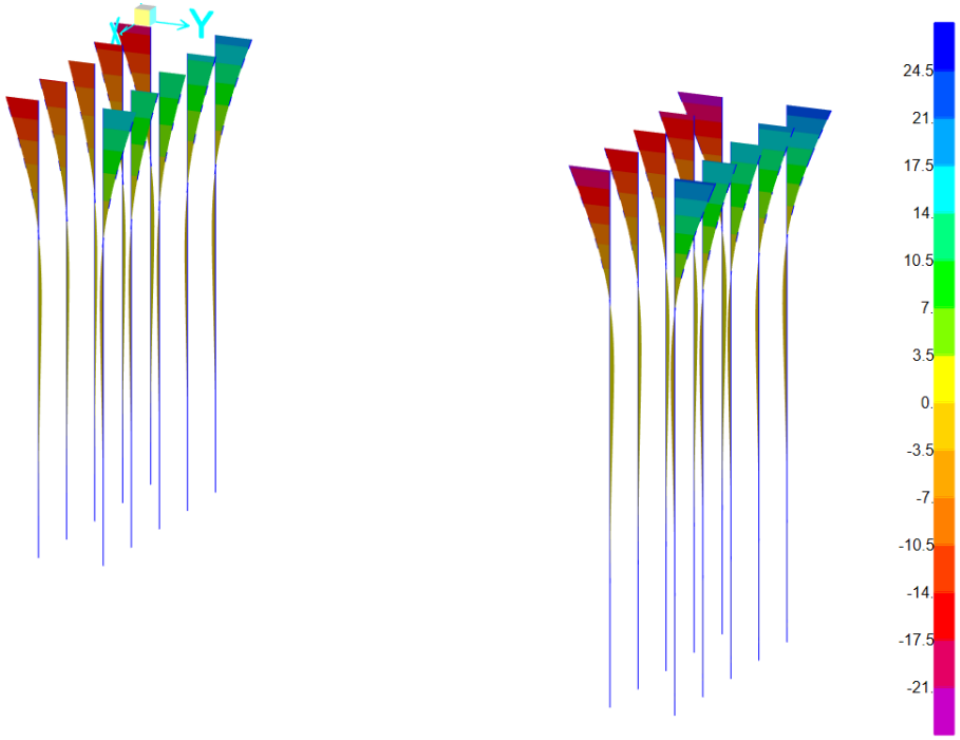



**Figura 94: Inviluppo del momento attorno all'asse x**

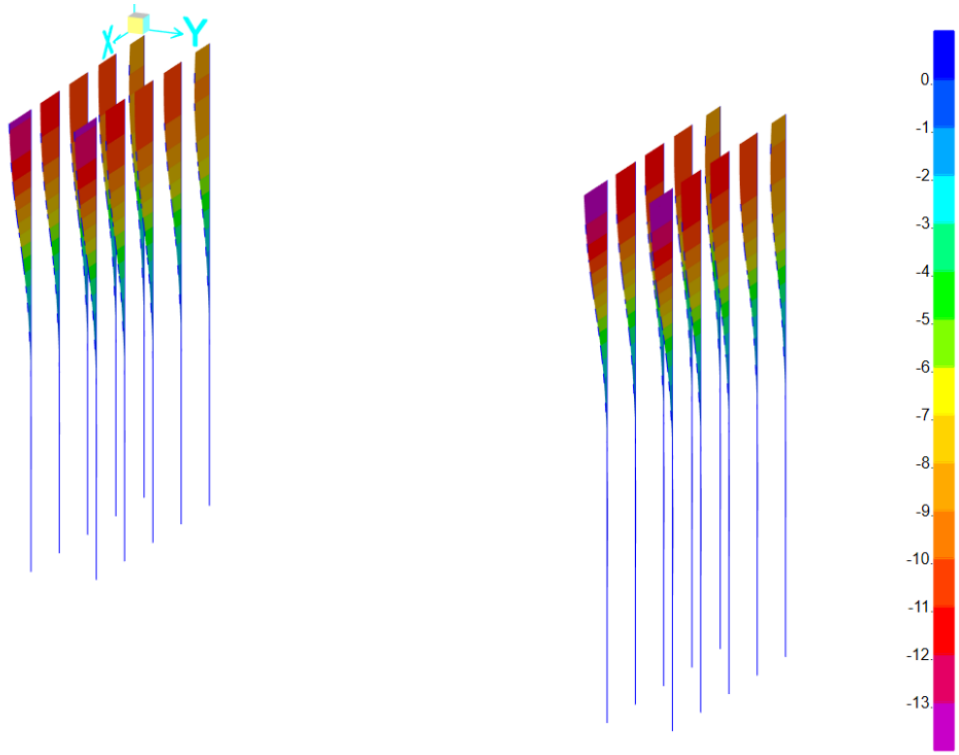



**Figura 95: Inviluppo del momento attorno all'asse y**

### *13.5.7. Riassunto sollecitazioni*

Si riportano nel seguito i riassunti delle sollecitazioni massime sui pali di ciascuna pila.

| SOLLECITAZIONI PILA 1 | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | $N_{MAX}$ [kN] | $N_{MIN}$ [kN] | $V_{MAX}$ [kN] | $M_{MAX}$ [kNm] |
| SLU | -4090.7 | 429.4 | 331.8 | 1372.5 |
| SLV | -2452.5 | -73.4 | 295.3 | 828.5 |
| SLU_ECC | -2805.3 | 281.4 | 551.2 | 1558.2 |
| SLE RARA | -2179.1 | -357.7 | 180.0 | 747.4 |
| SLE FREQUENTE | -1921.3 | -603.3 | 132.4 | 551.5 |
| SLE Q.P. | -1305.5 | -1218.4 | 4.5 | 25.6 |

| SOLLECITAZIONI PILA 2 | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | $N_{MAX}$ [kN] | $N_{MIN}$ [kN] | $V_{MAX}$ [kN] | $M_{MAX}$ [kNm] |
| SLU | -3536.12 | 249.37 | 328.67 | 1075.11 |
| SLV | -2126.27 | -17.57 | 309.81 | 906.53 |
| SLU_ECC | -2624.29 | -10.84 | 550.90 | 1568.23 |
| SLE RARA | -1837.13 | -316.70 | 177.71 | 587.41 |
| SLE FREQUENTE | -1624.59 | -517.03 | 131.49 | 434.04 |
| SLE Q.P. | -1114.12 | -1050.24 | 3.72 | 21.74 |

## 13.6. Verifiche fusti pile

Le verifiche dei fusti delle pile sono effettuate tramite l'applicativo VIS19. Si riporta nel seguito immagine del modello importato da SAP2000.

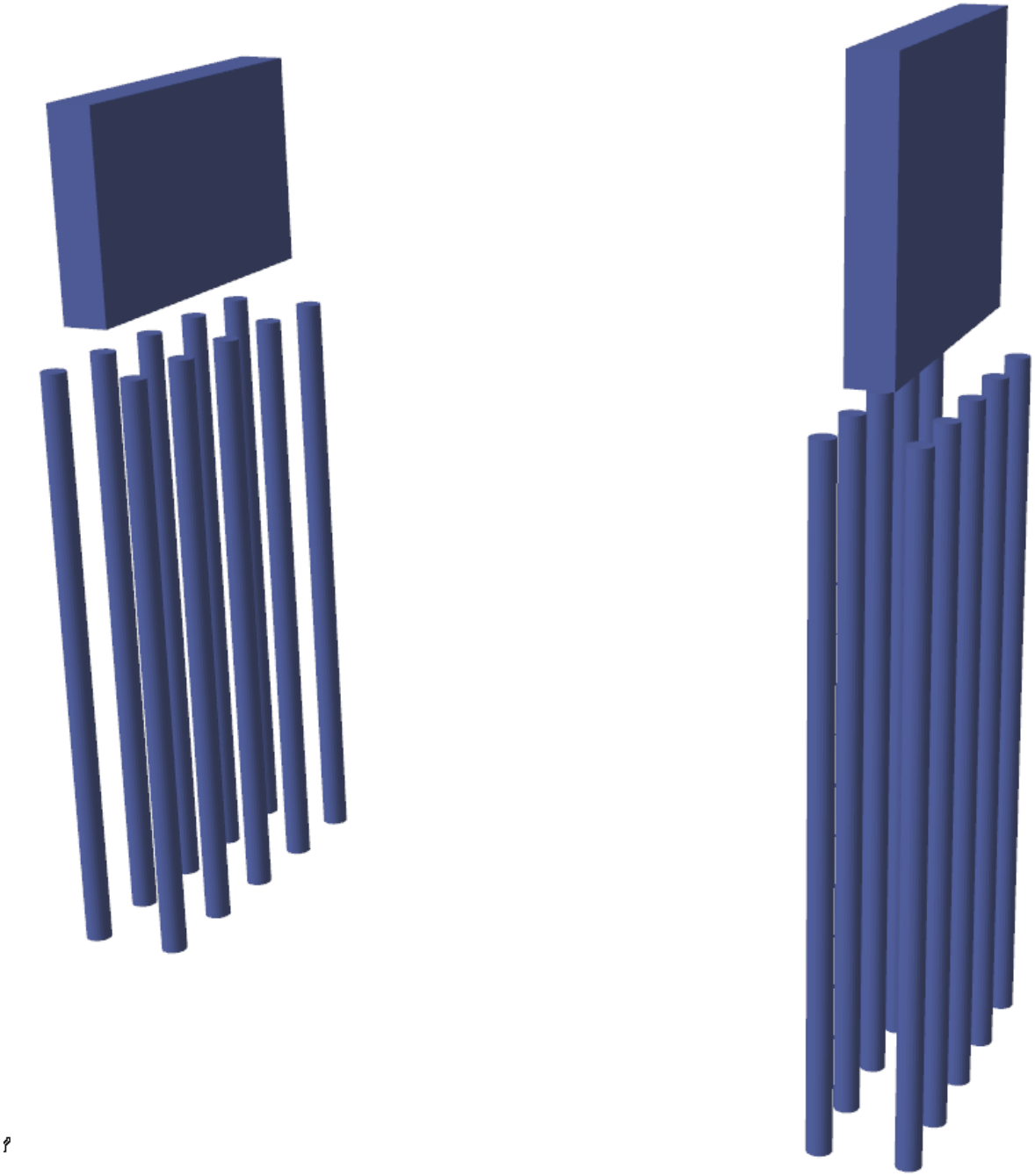


**Figura 96: Modello di calcolo importato in VIS19**

Si riporta nel seguito rappresentazione dei massimi tassi di sfruttamento ottenuti per gli elementi strutturali rappresentati.

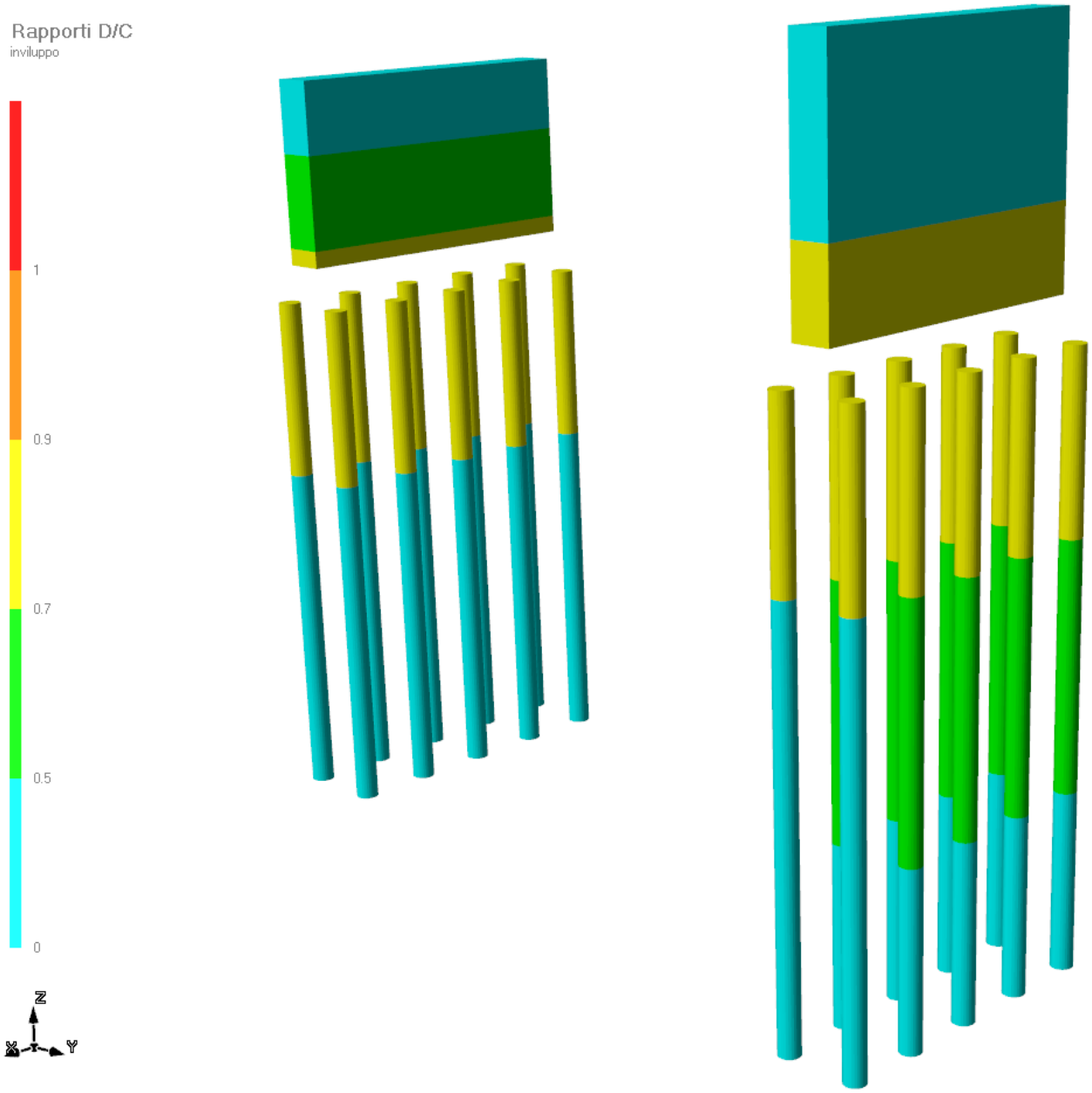



**Figura 97: Tassi di sfruttamento massimi**

### *13.6.1. Verifiche sezione alla base pila 1*

Si riportano nel seguito le verifiche della sezione alla base della pila 1.

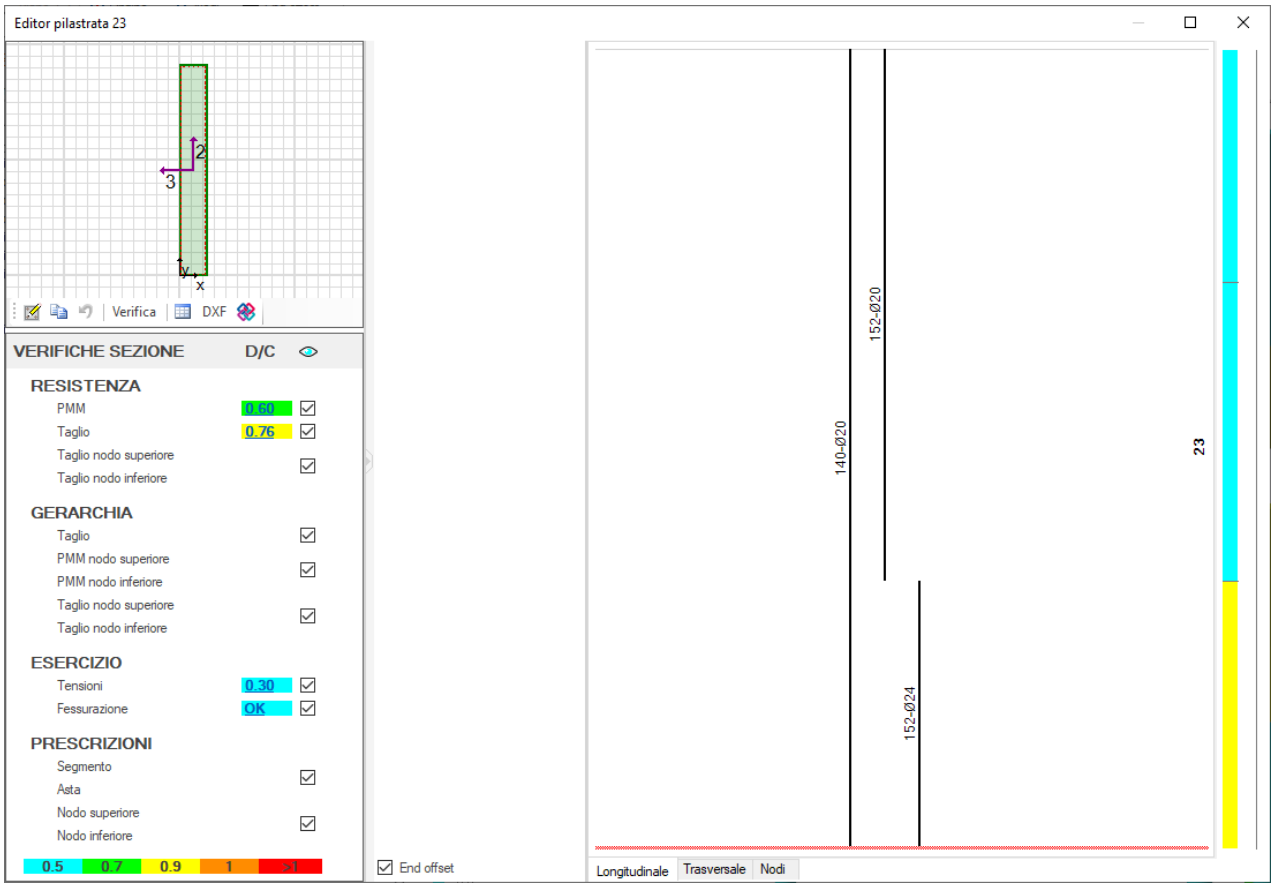



**Figura 98: Tassi di sfruttamento massimi alla base della pila 1**

### 13.6.1.1 Verifica a flessione

| *Proprietà geometriche e di armatura* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Sezione | = setto_base | | | |
| Tipo | = rettangolare | | | |
| $b$ | = larghezza | = | 1 800 $mm$ | |
| $h$ | = altezza totale | = | 14 200 $mm$ | |
| $A_c$ | = area di calcestruzzo lorda | = | 25.56e6 $mm^2$ | |
| $A_{s,tot}$ | = area totale di armatura longitudinale | = | 112.7e3 $mm^2$ | |

Sezione

Tabella ferri

| # | $\phi$ | $f_{yk}$ |
|---|---|---|
| 152 | 24 $mm$ | 450 $MPa$ |
| 140 | 20 $mm$ | 450 $MPa$ |

| *Coefficienti di sicurezza* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\gamma_c$ | = coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo | = | 1.50 | § 4.1.2.1.1.1 |
| $\alpha_{cc}$ | = coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata | = | 0.85 | § 4.1.2.1.1.1 |
| $\gamma_s$ | = coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio | = | 1.15 | § 4.1.2.1.1.3 |

| *Proprietà del calcestruzzo* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $R_{ck}$ | = resistenza cubica caratteristica | = | 38.6 $MPa$ | § 11.2.1 |
| $f_{ck}$ | $= 0.83 \cdot R_{ck}$ | = | 32 $MPa$ | Eq. [11.2.1] |
| $f_{cd}$ | $= \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ | = | 18.1 $MPa$ | Eq. [4.1.3] |

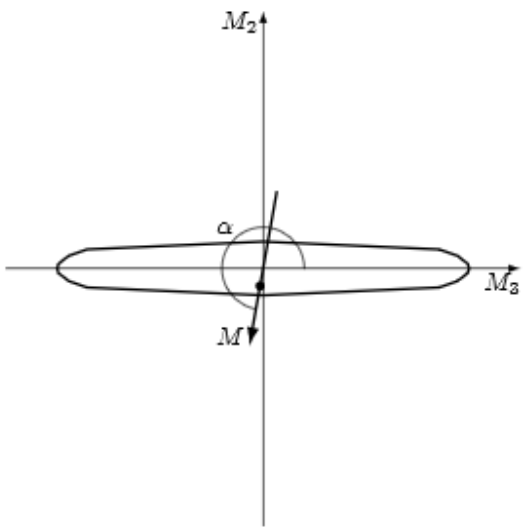
| *Dominio resistente* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Tipo | = dominio allo SLU | | | |
| $(\varepsilon, \sigma)_c$ | = stress-block | | | § 4.1.2.1.2.1 |
| $\varepsilon_{c4}$ | = deformazione al raggiungimento di $f_{cd}$ | = | 0.070 % | § 4.1.2.1.2.1 |
| $\varepsilon_{cu}$ | = deformazione ultima | = | 0.350 % | § 4.1.2.1.2.1 |
| $(\varepsilon, \sigma)_s$ | = elastico perfettamente plastico indefinito | | | § 4.1.2.1.2.2 |
| $E_s$ | = modulo elastico dell'acciaio | = | 200.0e3 $MPa$ | |
| $N_{max,Rd}$ | = massima capacità resistente a trazione | = | 44.12e3 $kN$ | |
| $N_{min,Rd}$ | = massima capacità resistente a compressione | = | −505.5e3 $kN$ | |
| $N_{c,Rd}$ | = capacità resistente a compressione del calcestruzzo | = | −463.4e3 $kN$ | |

| ***Sollecitazioni*** | | | |
|---|---|---|---|
| Combo | = SLU MIN | Non sismica | |
| Segm. | = 1 | Zona non critica | |
| Staz. | = stazione | = 0.00 $m$ | |
| $N_{Ed}$ | = sforzo normale agente | = −9.299e3 $kN$ | |
| $M_{3,Ed}$ | = momento flettente attorno all'asse 3 | = −5.150e3 $kNm$ | |
| $M_{2,Ed}$ | = momento flettente attorno all'asse 2 | = −29.02e3 $kNm$ | |

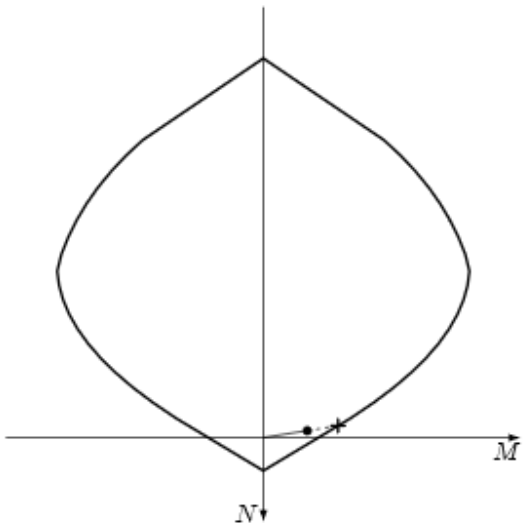
| ***Fattore di utilizzo risultante*** | | | |
|---|---|---|---|
| $D/C$ | $= \frac{d_{Ed}}{d_{Rd}}$ | = **0.59** | **§ 4.1.2.3.4** |
| $d_{Ed}$ | $= \sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Ed}^2}$ | = 30.90e6 * | |
| $d_{Rd}$ | $= \sqrt{N_{Rd,\alpha,e}^2 + M_{Rd,\alpha,e}^2}$ | = 52.54e6 ** | |
| $M_{Ed}$ | $= \sqrt{M_{3,Ed}^2 + M_{2,Ed}^2}$ | = 29.47e3 $kNm$ | |
| $N_{Rd,\alpha,e}$ | = sforzo normale di frontiera calcolato ad eccentricità costante | = −15.81e3 $kN$ | |
| $M_{Rd,\alpha,e}$ | = momento flettente di frontiera calcolato ad eccentricità costante | = 50.10e3 $kNm$ | |
| $\alpha$ | $= \arctan\left(\frac{M_{2,Ed}}{M_{3,Ed}}\right)$ | = 259.00 ° | |
| $e$ | $= \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$ | = −3.169 $m$ | |

*, ** esprimono, rispettivamente, la distanza del punto sollecitante e del punto di frontiera dall'origine del dominio resistente.

Dominio di interazione - Piano $M_3$-$M_2$




Dominio di interazione - Piano $M$-$N$



### 13.6.1.2 Verifica a taglio

| Sollecitazioni | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Combo | = SLU_ECC | Non sismica | | |
| Segm. | = 1 | Zona non critica | | |
| Staz. | = stazione | = | 0.00 $m$ | |
| $N_{Ed}$ | = sforzo normale agente | = | −9.029e3 $kN$ | |
| $V_{Ed}$ | = sforzo di taglio agente | = | −4.970e3 $kN$ | |

| Fattore di utilizzo risultante | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $D/C$ | $= \dfrac{\lvert V_{Ed}\rvert}{\max\left(V_{Rdc}; \min\left(V_{Rsd}; V_{Rcd}\right)\right)}$ | = | **0.76** | **Eq. [4.1.22] e [26]** |
| $V_{Rdc}$ | = resistenza a taglio in assenza di staffe | = | 6.545e3 $kN$ | |
| $V_{Rsd}$ | = resistenza a "taglio trazione" | = | 0 $kN$ | |
| $V_{Rcd}$ | = resistenza a "taglio compressione" | = | 94.00e3 $kN$ | |

| Proprietà geometriche e di armatura | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $n_b$ | = numero bracci staffa di calcolo | = | 0 | |
| $\phi$ | = diametro staffe | = | 6 $mm$ | |
| $s$ | = passo longitudinale staffe | = | 100 $mm$ | |
| $f_{yk}$ | = tensione di snervamento caratteristica staffe | = | 450 $MPa$ | |
| $\alpha$ | = inclinazione staffe | = | 90 ° | |
| $b_w$ | = larghezza di taglio | = | 1 800 $mm$ | |
| $d$ | = altezza utile | = | 12 556.2 $mm$ | |
| $A_c$ | = area di calcestruzzo lorda | = | 25.56e6 $mm^2$ | |
| $A_{sl}$ | = area di armatura longitudinale tesa | = | 0 $mm^2$ | |

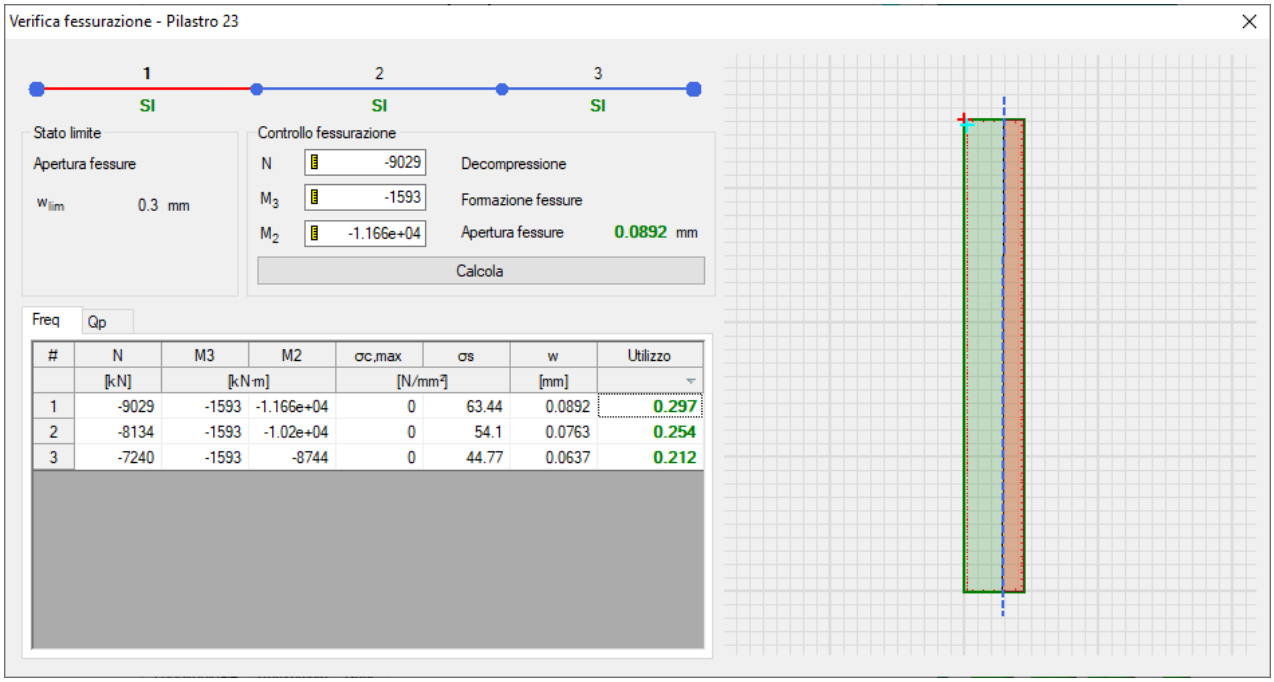
| Coefficienti di sicurezza | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\gamma_c$ | = coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo | = | 1.50 | § 4.1.2.1.1.1 |
| $\alpha_{cc}$ | = coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata | = | 0.85 | § 4.1.2.1.1.1 |
| $\gamma_s$ | = coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio | = | 1.15 | § 4.1.2.1.1.3 |

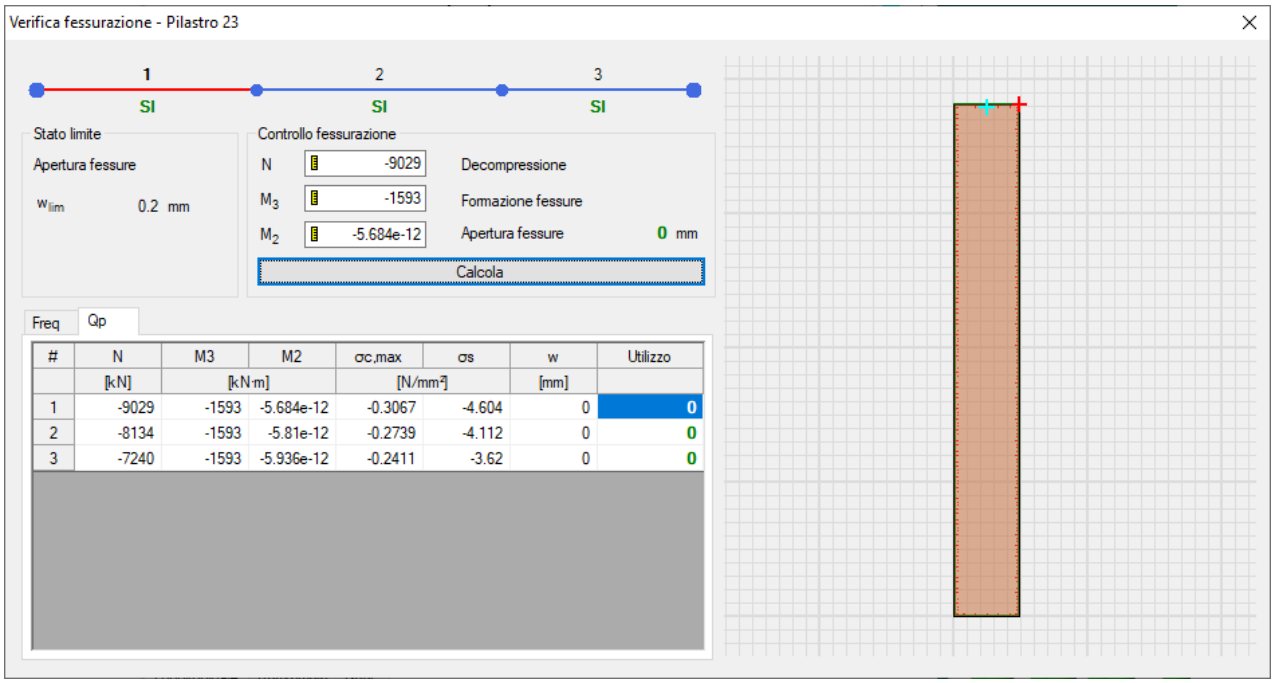
| Proprietà del calcestruzzo | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $R_{ck}$ | = resistenza cubica caratteristica | = | 38.6 $MPa$ | § 11.2.1 |
| $f_{ck}$ | $= 0.83 \cdot R_{ck}$ | = | 32 $MPa$ | Eq. [11.2.1] |
| $f_{ctm}$ | $= 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ | = | 3 $MPa$ | Eq. [11.2.3a] |
| $f_{ctk,0.05}$ | $= 0.7 \cdot f_{ctm}$ | = | 2.1 $MPa$ | § 11.2.10.2 |
| $f_{cd}$ | $= \alpha_{cc} \cdot \dfrac{f_{ck}}{\gamma_c}$ | = | 18.1 $MPa$ | Eq. [4.1.3] |
| $f_{ctd}$ | $= \dfrac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c}$ | = | 1.4 $MPa$ | Eq. [4.1.4] |

| *Resistenza in assenza di armature trasversali resistenti al taglio* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $V_{Rdc}$ | $= \max(V_{Rdc1}; V_{Rdc2}; 0)$ se $\sigma_{cp} \geq -f_{ctd}$, 0 altrimenti | = | 6.545e3 $kN$ | § 4.1.2.3.5.1 |
| $V_{Rdc1}$ | $= \left[0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$ | = | 1.198e3 $kN$ | Eq. [4.1.23] |
| $V_{Rdc2}$ | $= (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ | = | 6.545e3 $kN$ | Eq. [4.1.23] |
| $k$ | $= \min\left(1 + (200/d)^{0.5}; 2\right)$ | = | 1.13 | § 4.1.2.3.5.1 |
| $\rho_l$ | $= \min\left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}; 0.02\right)$ | = | 0 | § 4.1.2.3.5.1 |
| $\sigma_{cp}$ | $= \min\left(-\frac{N_{Ed}}{A_c}; 0.2 \cdot f_{cd}\right)$ | = | 0.35 $MPa$ | § 4.1.2.3.5.1 |
| $v_{min}$ | $= 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$ | = | 0.24 $MPa$ | § 4.1.2.3.5.1 |

| *Resistenza in presenza di armature trasversali resistenti al taglio* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $V_{Rsd}$ | $= 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha$ | = | 0 $kN$ | Eq. [4.1.27] |
| $V_{Rcd}$ | $= 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot\alpha + \cot\theta}{1 + \cot^2\theta}$ | = | 94.00e3 $kN$ | Eq. [4.1.28] |
| $A_{sw}$ | $= n_b \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}$ | = | 0 $mm^2$ | § 4.1.2.3.5.2 |
| $f_{yd}$ | $= \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ | = | 391.3 $MPa$ | Eq. [4.1.5] |
| $\cot\theta$ | = inclinazione puntone compresso | = | 1.00 | Eq. [4.1.25] |
| $\sigma_{cp}$ | $= -\frac{N_{Ed}}{A_c}$ | = | 0.35 $MPa$ | § 4.1.2.3.5.2 |
| $\alpha_c$ | $= 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$ | = | 1.02 | § 4.1.2.3.5.2 |
| $\nu$ | = fattore di riduzione per calcestruzzo fessurato | = | 0.50 | § 4.1.2.3.5.2 |

### 13.6.1.3 Verifica a fessurazione



### *13.6.2. Verifiche sezione 2 pila 1*

Si riportano nel seguito le verifiche della sezione a 3.75 m d'altezza della pila 1, in cui l'armatura longitudinale passa da $\phi 24$ a $\phi 20$.

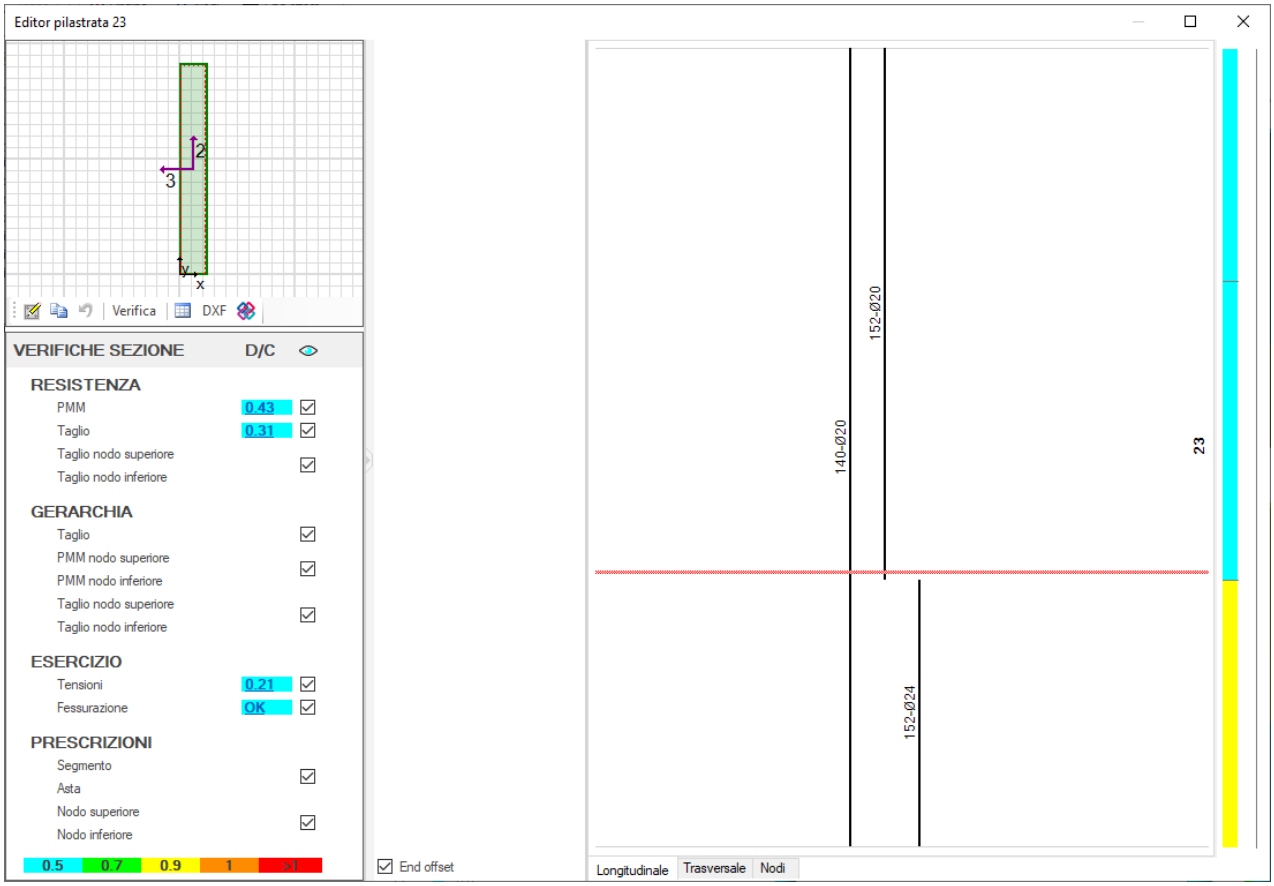



**Figura 99: Tassi di sfruttamento massimi sezione 2 pila 1**

### 13.6.2.1 Verifica a flessione

| *Proprietà geometriche e di armatura* | | | |
|---|---|---|---|
| Sezione | = setto_alto | | |
| Tipo | = rettangolare | | |
| $b$ | = larghezza | = | 1 800 $mm$ |
| $h$ | = altezza totale | = | 14 200 $mm$ |
| $A_c$ | = area di calcestruzzo lorda | = | 25.56e6 $mm^2$ |
| $A_{s,tot}$ | = area totale di armatura longitudinale | = | 91.73e3 $mm^2$ |

Sezione

Tabella ferri

| # | $\phi$ | $f_{yk}$ |
|---|---|---|
| 292 | 20 $mm$ | 450 $MPa$ |

| *Coefficienti di sicurezza* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\gamma_c$ | = coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo | = | 1.50 | § 4.1.2.1.1.1 |
| $\alpha_{cc}$ | = coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata | = | 0.85 | § 4.1.2.1.1.1 |
| $\gamma_s$ | = coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio | = | 1.15 | § 4.1.2.1.1.3 |

| *Proprietà del calcestruzzo* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $R_{ck}$ | = resistenza cubica caratteristica | = | 38.6 $MPa$ | § 11.2.1 |
| $f_{ck}$ | $= 0.83 \cdot R_{ck}$ | = | 32 $MPa$ | Eq. [11.2.1] |
| $f_{cd}$ | $= \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ | = | 18.1 $MPa$ | Eq. [4.1.3] |

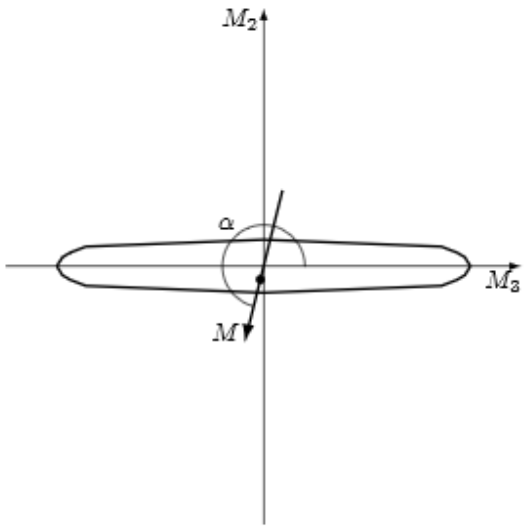
| *Dominio resistente* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Tipo | = dominio allo SLU | | | |
| $(\varepsilon, \sigma)_c$ | = stress-block | | | § 4.1.2.1.2.1 |
| $\varepsilon_{c4}$ | = deformazione al raggiungimento di $f_{cd}$ | = | 0.070 % | § 4.1.2.1.2.1 |
| $\varepsilon_{cu}$ | = deformazione ultima | = | 0.350 % | § 4.1.2.1.2.1 |
| $(\varepsilon, \sigma)_s$ | = elastico perfettamente plastico indefinito | | | § 4.1.2.1.2.2 |
| $E_s$ | = modulo elastico dell'acciaio | = | 200.0e3 $MPa$ | |
| $N_{max,Rd}$ | = massima capacità resistente a trazione | = | 35.90e3 $kN$ | |
| $N_{min,Rd}$ | = massima capacità resistente a compressione | = | −497.7e3 $kN$ | |
| $N_{c,Rd}$ | = capacità resistente a compressione del calcestruzzo | = | −463.4e3 $kN$ | |

| ***Sollecitazioni*** | | | |
|---|---|---|---|
| Combo | = SLU MIN | Non sismica | |
| Segm. | = 2 | Zona non critica | |
| Staz. | = stazione | = 4.20 $m$ | |
| $N_{Ed}$ | = sforzo normale agente | = −6.616e3 $kN$ | |
| $M_{3,Ed}$ | = momento flettente attorno all'asse 3 | = −4.432e3 $kNm$ | |
| $M_{2,Ed}$ | = momento flettente attorno all'asse 2 | = −17.85e3 $kNm$ | |

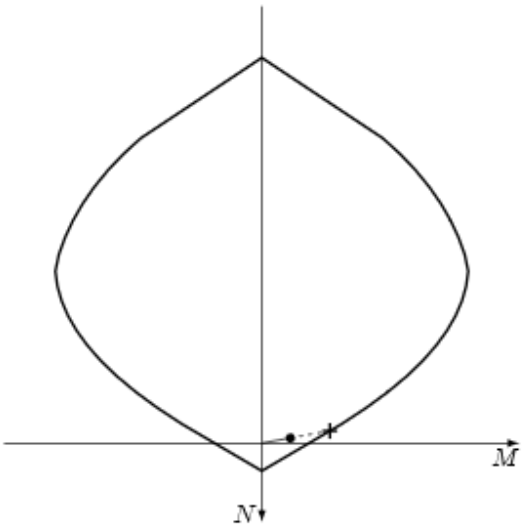
| ***Fattore di utilizzo risultante*** | | | |
|---|---|---|---|
| $D/C$ | $= \frac{d_{Ed}}{d_{Rd}}$ | = **0.42** | **§ 4.1.2.3.4** |
| $d_{Ed}$ | $= \sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Ed}^2}$ | = 19.54e6 * | |
| $d_{Rd}$ | $= \sqrt{N_{Rd,\alpha,e}^2 + M_{Rd,\alpha,e}^2}$ | = 46.57e6 ** | |
| $M_{Ed}$ | $= \sqrt{M_{3,Ed}^2 + M_{2,Ed}^2}$ | = 18.39e3 $kNm$ | |
| $N_{Rd,\alpha,e}$ | = sforzo normale di frontiera calcolato ad eccentricità costante | = −15.76e3 $kN$ | |
| $M_{Rd,\alpha,e}$ | = momento flettente di frontiera calcolato ad eccentricità costante | = 43.82e3 $kNm$ | |
| $\alpha$ | $= \arctan\left(\frac{M_{2,Ed}}{M_{3,Ed}}\right)$ | = 256.00 ° | |
| $e$ | $= \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$ | = −2.779 $m$ | |

*, ** esprimono, rispettivamente, la distanza del punto sollecitante e del punto di frontiera dall'origine del dominio resistente.

Dominio di interazione - Piano $M_3$-$M_2$




Dominio di interazione - Piano $M$-$N$



### 13.6.2.2 Verifica a taglio

| Sollecitazioni | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Combo | = SLU MIN | Non sismica | | |
| Segm. | = 2 | Zona non critica | | |
| Staz. | = stazione | = | 7.00 $m$ | |
| $N_{Ed}$ | = sforzo normale agente | = | −4.827e3 $kN$ | |
| $V_{Ed}$ | = sforzo di taglio agente | = | −2.563e3 $kN$ | |

| Fattore di utilizzo risultante | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $D/C$ | $= \dfrac{\lvert V_{Ed}\rvert}{\max\left(V_{Rdc};\min\left(V_{Rsd};V_{Rcd}\right)\right)}$ | = | **0.31** | **Eq. [4.1.22] e [26]** |
| $V_{Rdc}$ | = resistenza a taglio in assenza di staffe | = | 8.195e3 $kN$ | |
| $V_{Rsd}$ | = resistenza a "taglio trazione" | = | 0 $kN$ | |
| $V_{Rcd}$ | = resistenza a "taglio compressione" | = | 100.6e3 $kN$ | |

| Proprietà geometriche e di armatura | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $n_b$ | = numero bracci staffa di calcolo | = | 0 | |
| $\phi$ | = diametro staffe | = | 6 $mm$ | |
| $s$ | = passo longitudinale staffe | = | 100 $mm$ | |
| $f_{yk}$ | = tensione di snervamento caratteristica staffe | = | 450 $MPa$ | |
| $\alpha$ | = inclinazione staffe | = | 90 ° | |
| $b_w$ | = larghezza di taglio | = | 14 200 $mm$ | |
| $d$ | = altezza utile | = | 1 718.5 $mm$ | |
| $A_c$ | = area di calcestruzzo lorda | = | 25.56e6 $mm^2$ | |
| $A_{sl}$ | = area di armatura longitudinale tesa | = | 0 $mm^2$ | |

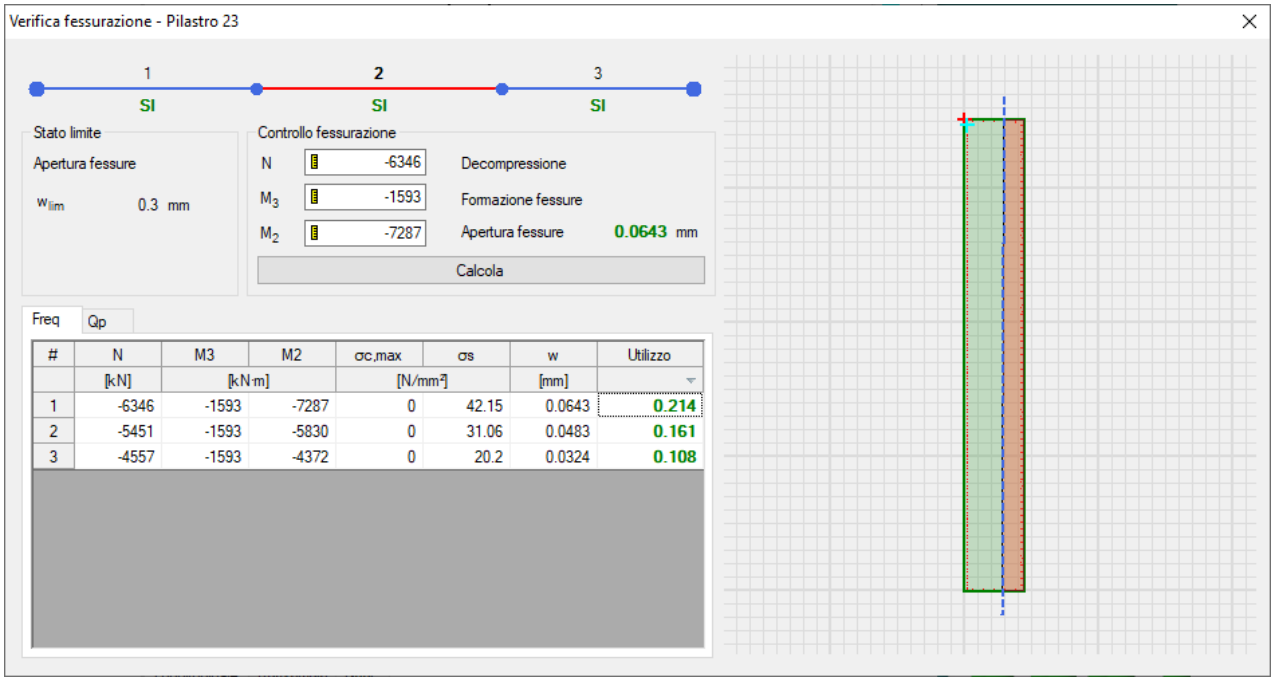
| Coefficienti di sicurezza | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\gamma_c$ | = coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo | = | 1.50 | § 4.1.2.1.1.1 |
| $\alpha_{cc}$ | = coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata | = | 0.85 | § 4.1.2.1.1.1 |
| $\gamma_s$ | = coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio | = | 1.15 | § 4.1.2.1.1.3 |

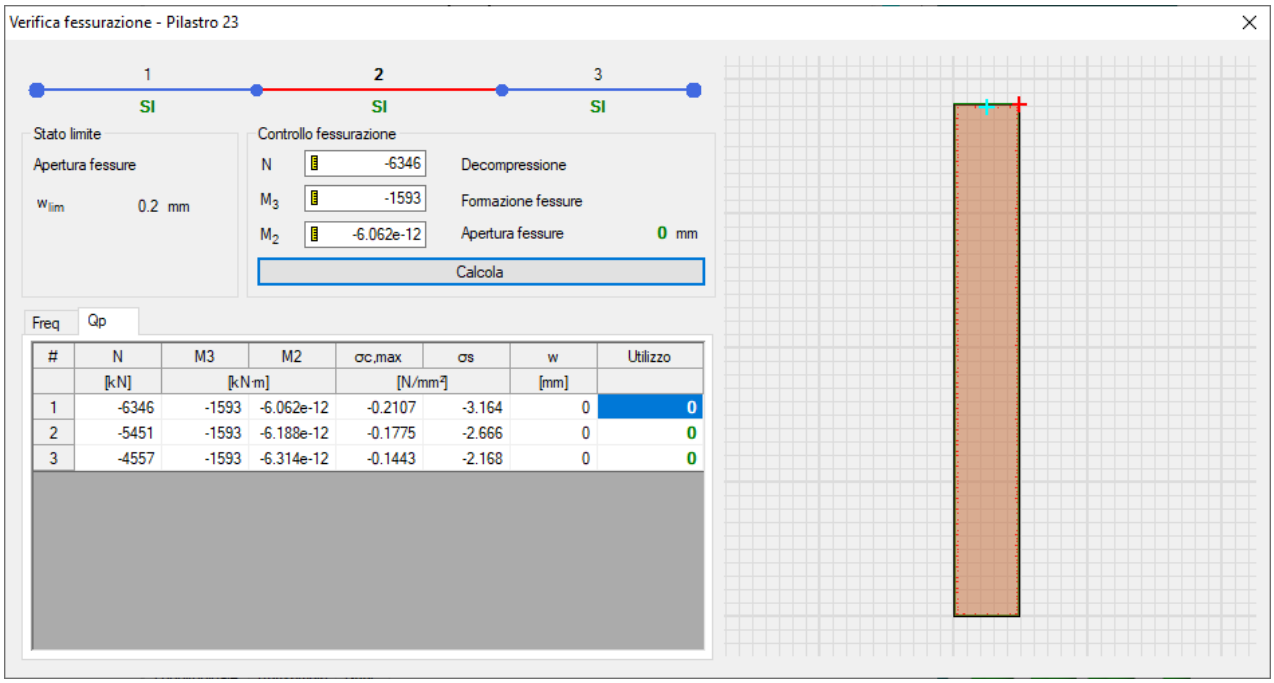
| Proprietà del calcestruzzo | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $R_{ck}$ | = resistenza cubica caratteristica | = | 38.6 $MPa$ | § 11.2.1 |
| $f_{ck}$ | $= 0.83 \cdot R_{ck}$ | = | 32 $MPa$ | Eq. [11.2.1] |
| $f_{ctm}$ | $= 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ | = | 3 $MPa$ | Eq. [11.2.3a] |
| $f_{ctk,0.05}$ | $= 0.7 \cdot f_{ctm}$ | = | 2.1 $MPa$ | § 11.2.10.2 |
| $f_{cd}$ | $= \alpha_{cc} \cdot \dfrac{f_{ck}}{\gamma_c}$ | = | 18.1 $MPa$ | Eq. [4.1.3] |
| $f_{ctd}$ | $= \dfrac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c}$ | = | 1.4 $MPa$ | Eq. [4.1.4] |

| *Resistenza in assenza di armature trasversali resistenti al taglio* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $V_{Rdc}$ | $= \max(V_{Rdc1}; V_{Rdc2}; 0)$ se $\sigma_{cp} \geq -f_{ctd}$, 0 altrimenti | = | 8.195e3 $kN$ | § 4.1.2.3.5.1 |
| $V_{Rdc1}$ | $= \left[0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$ | = | 691.3 $kN$ | Eq. [4.1.23] |
| $V_{Rdc2}$ | $= (\nu_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ | = | 8.195e3 $kN$ | Eq. [4.1.23] |
| $k$ | $= \min\left(1 + (200/d)^{0.5}; 2\right)$ | = | 1.34 | § 4.1.2.3.5.1 |
| $\rho_l$ | $= \min\left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}; 0.02\right)$ | = | 0 | § 4.1.2.3.5.1 |
| $\sigma_{cp}$ | $= \min\left(-\frac{N_{Ed}}{A_c}; 0.2 \cdot f_{cd}\right)$ | = | 0.19 $MPa$ | § 4.1.2.3.5.1 |
| $\nu_{min}$ | $= 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$ | = | 0.31 $MPa$ | § 4.1.2.3.5.1 |

| *Resistenza in presenza di armature trasversali resistenti al taglio* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $V_{Rsd}$ | $= 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha$ | = | 0 $kN$ | Eq. [4.1.27] |
| $V_{Rcd}$ | $= 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot\alpha + \cot\theta}{1 + \cot^2\theta}$ | = | 100.6e3 $kN$ | Eq. [4.1.28] |
| $A_{sw}$ | $= n_b \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}$ | = | 0 $mm^2$ | § 4.1.2.3.5.2 |
| $f_{yd}$ | $= \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ | = | 391.3 $MPa$ | Eq. [4.1.5] |
| $\cot\theta$ | = inclinazione puntone compresso | = | 1.00 | Eq. [4.1.25] |
| $\sigma_{cp}$ | $= -\frac{N_{Ed}}{A_c}$ | = | 0.19 $MPa$ | § 4.1.2.3.5.2 |
| $\alpha_c$ | $= 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$ | = | 1.01 | § 4.1.2.3.5.2 |
| $\nu$ | = fattore di riduzione per calcestruzzo fessurato | = | 0.50 | § 4.1.2.3.5.2 |

### 13.6.2.3 Verifica a fessurazione



### *13.6.3. Verifiche sezione alla base pila 2*

Si riportano nel seguito le verifiche della sezione alla base della pila 2.

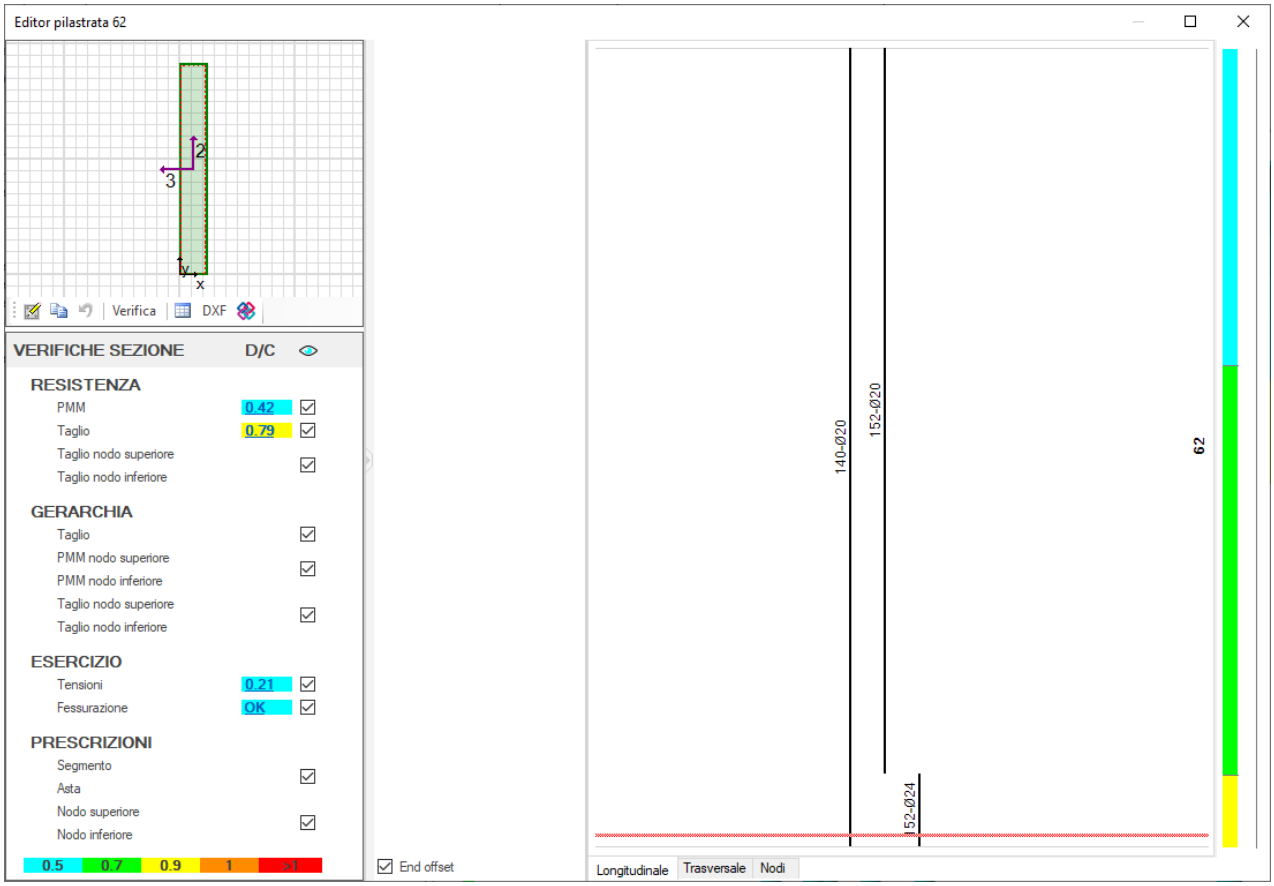



**Figura 100: Tassi di sfruttamento massimi alla base della pila 2**

### 13.6.3.1 Verifica a flessione

**Proprietà geometriche e di armatura**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Sezione | = setto_base | | | |
| Tipo | = rettangolare | | | |
| $b$ | = larghezza | = | 1 800 $mm$ | |
| $h$ | = altezza totale | = | 14 200 $mm$ | |
| $A_c$ | = area di calcestruzzo lorda | = | 25.56e6 $mm^2$ | |
| $A_{s,tot}$ | = area totale di armatura longitudinale | = | 112.7e3 $mm^2$ | |

Sezione

Tabella ferri

| # | $\phi$ | | $f_{yk}$ | |
|---|---|---|---|---|
| 152 | 24 | $mm$ | 450 | $MPa$ |
| 140 | 20 | $mm$ | 450 | $MPa$ |

**Coefficienti di sicurezza**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\gamma_c$ | = coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo | = | 1.50 | § 4.1.2.1.1.1 |
| $\alpha_{cc}$ | = coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata | = | 0.85 | § 4.1.2.1.1.1 |
| $\gamma_s$ | = coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio | = | 1.15 | § 4.1.2.1.1.3 |

**Proprietà del calcestruzzo**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $R_{ck}$ | = resistenza cubica caratteristica | = | 38.6 $MPa$ | § 11.2.1 |
| $f_{ck}$ | $= 0.83 \cdot R_{ck}$ | = | 32 $MPa$ | Eq. [11.2.1] |
| $f_{cd}$ | $= \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ | = | 18.1 $MPa$ | Eq. [4.1.3] |

**Dominio resistente**

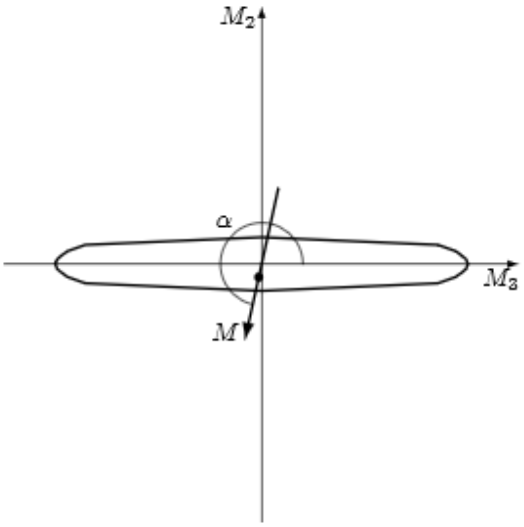
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Tipo | = dominio allo SLU | | | |
| $(\varepsilon, \sigma)_c$ | = stress-block | | | § 4.1.2.1.2.1 |
| $\varepsilon_{c4}$ | = deformazione al raggiungimento di $f_{cd}$ | = | 0.070 % | § 4.1.2.1.2.1 |
| $\varepsilon_{cu}$ | = deformazione ultima | = | 0.350 % | § 4.1.2.1.2.1 |
| $(\varepsilon, \sigma)_s$ | = elastico perfettamente plastico indefinito | | | § 4.1.2.1.2.2 |
| $E_s$ | = modulo elastico dell'acciaio | = | 200.0e3 $MPa$ | |
| $N_{max,Rd}$ | = massima capacità resistente a trazione | = | 44.12e3 $kN$ | |
| $N_{min,Rd}$ | = massima capacità resistente a compressione | = | −505.5e3 $kN$ | |
| $N_{c,Rd}$ | = capacità resistente a compressione del calcestruzzo | = | −463.4e3 $kN$ | |

| ***Sollecitazioni*** | | | |
|---|---|---|---|
| Combo | = SLU MIN | Non sismica | |
| Segm. | = 1 | Zona non critica | |
| Staz. | = stazione | = 0.00 $m$ | |
| $N_{Ed}$ | = sforzo normale agente | = −7.382e3 $kN$ | |
| $M_{3,Ed}$ | = momento flettente attorno all'asse 3 | = −4.635e3 $kNm$ | |
| $M_{2,Ed}$ | = momento flettente attorno all'asse 2 | = −21.00e3 $kNm$ | |

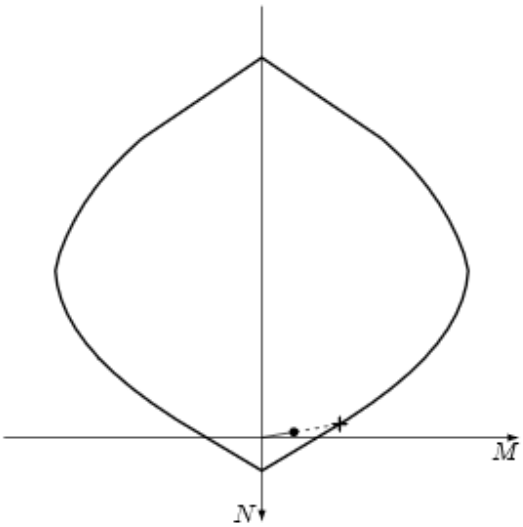
| ***Fattore di utilizzo risultante*** | | | |
|---|---|---|---|
| $D/C$ | $= \dfrac{d_{Ed}}{d_{Rd}}$ | = **0.41** | **§ 4.1.2.3.4** |
| $d_{Ed}$ | $= \sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Ed}^2}$ | = 22.74e6 * | |
| $d_{Rd}$ | $= \sqrt{N_{Rd,\alpha,e}^2 + M_{Rd,\alpha,e}^2}$ | = 55.31e6 ** | |
| $M_{Ed}$ | $= \sqrt{M_{3,Ed}^2 + M_{2,Ed}^2}$ | = 21.51e3 $kNm$ | |
| $N_{Rd,\alpha,e}$ | = sforzo normale di frontiera calcolato ad eccentricità costante | = −17.96e3 $kN$ | |
| $M_{Rd,\alpha,e}$ | = momento flettente di frontiera calcolato ad eccentricità costante | = 52.31e3 $kNm$ | |
| $\alpha$ | $= \arctan\left(\frac{M_{2,Ed}}{M_{3,Ed}}\right)$ | = 257.00 ° | |
| $e$ | $= \dfrac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$ | = −2.913 $m$ | |

*, ** esprimono, rispettivamente, la distanza del punto sollecitante e del punto di frontiera dall'origine del dominio resistente.

Dominio di interazione - Piano $M_3$-$M_2$




Dominio di interazione - Piano $M$-$N$



### 13.6.3.2 Verifica a taglio

| *Sollecitazioni* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Combo | = SLU_ECC | Non sismica | | |
| Segm. | = 1 | Zona non critica | | |
| Staz. | = stazione | = | 0.00 $m$ | |
| $N_{Ed}$ | = sforzo normale agente | = | −7.112e3 $kN$ | |
| $V_{Ed}$ | = sforzo di taglio agente | = | −4.970e3 $kN$ | |

| *Fattore di utilizzo risultante* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $D/C$ | $= \dfrac{\lvert V_{Ed}\rvert}{\max\left(V_{Rdc}; \min\left(V_{Rsd}; V_{Rcd}\right)\right)}$ | = | **0.79** | **Eq. [4.1.22] e [26]** |
| $V_{Rdc}$ | = resistenza a taglio in assenza di staffe | = | 6.291e3 $kN$ | |
| $V_{Rsd}$ | = resistenza a "taglio trazione" | = | 0 $kN$ | |
| $V_{Rcd}$ | = resistenza a "taglio compressione" | = | 93.62e3 $kN$ | |

| *Proprietà geometriche e di armatura* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $n_b$ | = numero bracci staffa di calcolo | = | 0 | |
| $\phi$ | = diametro staffe | = | 6 $mm$ | |
| $s$ | = passo longitudinale staffe | = | 100 $mm$ | |
| $f_{yk}$ | = tensione di snervamento caratteristica staffe | = | 450 $MPa$ | |
| $\alpha$ | = inclinazione staffe | = | 90 ° | |
| $b_w$ | = larghezza di taglio | = | 1 800 $mm$ | |
| $d$ | = altezza utile | = | 12 556.2 $mm$ | |
| $A_c$ | = area di calcestruzzo lorda | = | 25.56e6 $mm^2$ | |
| $A_{sl}$ | = area di armatura longitudinale tesa | = | 0 $mm^2$ | |

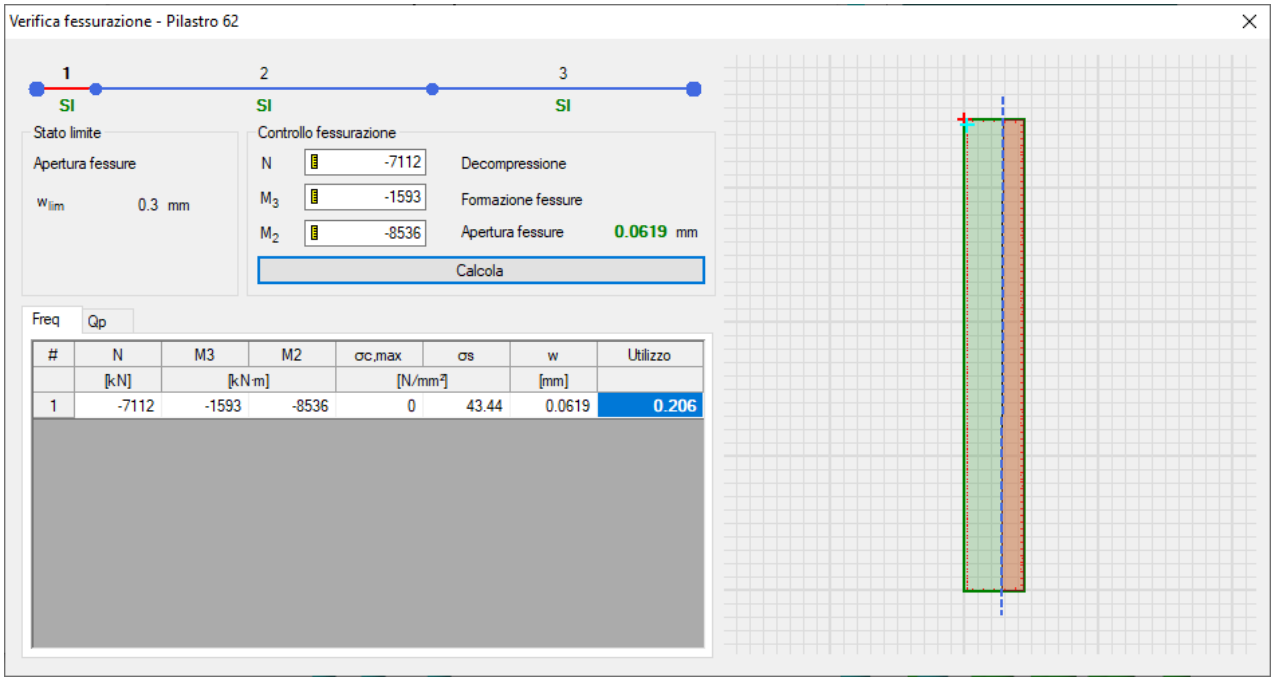
| *Coefficienti di sicurezza* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\gamma_c$ | = coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo | = | 1.50 | § 4.1.2.1.1.1 |
| $\alpha_{cc}$ | = coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata | = | 0.85 | § 4.1.2.1.1.1 |
| $\gamma_s$ | = coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio | = | 1.15 | § 4.1.2.1.1.3 |

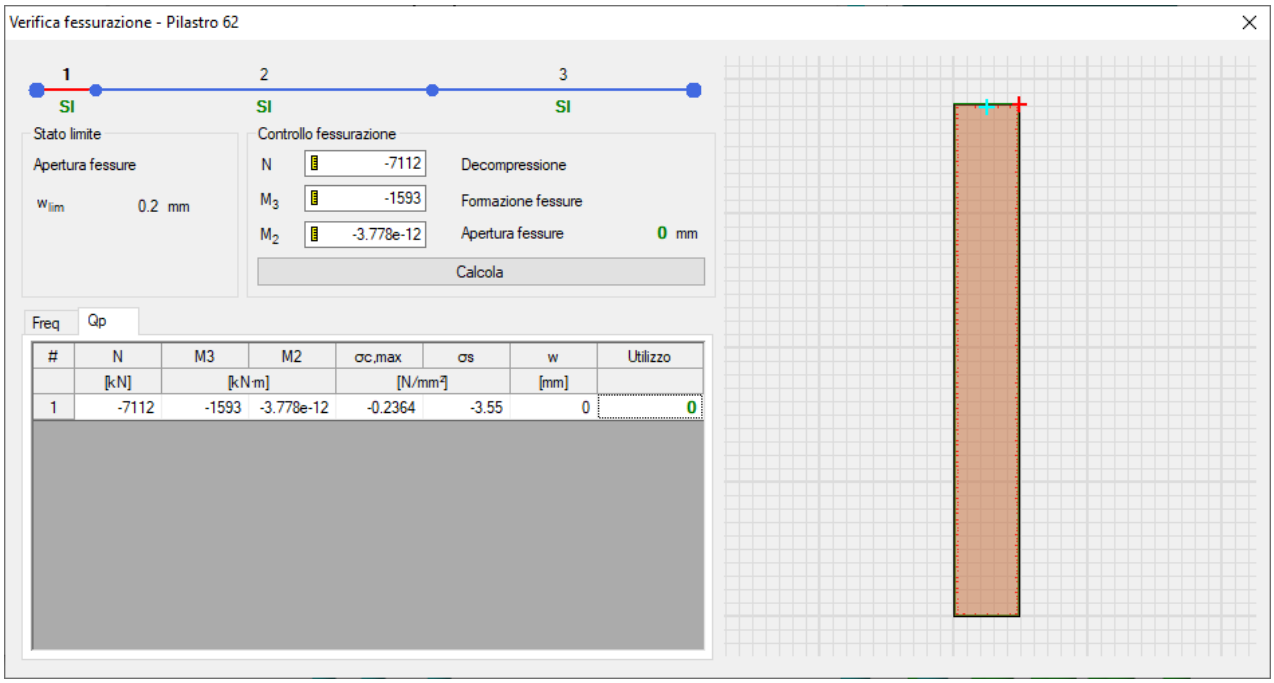
| *Proprietà del calcestruzzo* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $R_{ck}$ | = resistenza cubica caratteristica | = | 38.6 $MPa$ | § 11.2.1 |
| $f_{ck}$ | $= 0.83 \cdot R_{ck}$ | = | 32 $MPa$ | Eq. [11.2.1] |
| $f_{ctm}$ | $= 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ | = | 3 $MPa$ | Eq. [11.2.3a] |
| $f_{ctk,0.05}$ | $= 0.7 \cdot f_{ctm}$ | = | 2.1 $MPa$ | § 11.2.10.2 |
| $f_{cd}$ | $= \alpha_{cc} \cdot \dfrac{f_{ck}}{\gamma_c}$ | = | 18.1 $MPa$ | Eq. [4.1.3] |
| $f_{ctd}$ | $= \dfrac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c}$ | = | 1.4 $MPa$ | Eq. [4.1.4] |

| *Resistenza in assenza di armature trasversali resistenti al taglio* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $V_{Rdc}$ | $= \max(V_{Rdc1}; V_{Rdc2}; 0)$ se $\sigma_{cp} \geq -f_{ctd}$, 0 altrimenti | = | 6.291e3 $kN$ | § 4.1.2.3.5.1 |
| $V_{Rdc1}$ | $= \left[0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$ | = | 943.3 $kN$ | Eq. [4.1.23] |
| $V_{Rdc2}$ | $= (\nu_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ | = | 6.291e3 $kN$ | Eq. [4.1.23] |
| $k$ | $= \min\left(1 + (200/d)^{0.5}; 2\right)$ | = | 1.13 | § 4.1.2.3.5.1 |
| $\rho_l$ | $= \min\left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}; 0.02\right)$ | = | 0 | § 4.1.2.3.5.1 |
| $\sigma_{cp}$ | $= \min\left(-\frac{N_{Ed}}{A_c}; 0.2 \cdot f_{cd}\right)$ | = | 0.28 $MPa$ | § 4.1.2.3.5.1 |
| $\nu_{min}$ | $= 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$ | = | 0.24 $MPa$ | § 4.1.2.3.5.1 |

| *Resistenza in presenza di armature trasversali resistenti al taglio* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $V_{Rsd}$ | $= 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha$ | = | 0 $kN$ | Eq. [4.1.27] |
| $V_{Rcd}$ | $= 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot\alpha + \cot\theta}{1 + \cot^2\theta}$ | = | 93.62e3 $kN$ | Eq. [4.1.28] |
| $A_{sw}$ | $= n_b \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}$ | = | 0 $mm^2$ | § 4.1.2.3.5.2 |
| $f_{yd}$ | $= \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ | = | 391.3 $MPa$ | Eq. [4.1.5] |
| $\cot\theta$ | = inclinazione puntone compresso | = | 1.00 | Eq. [4.1.25] |
| $\sigma_{cp}$ | $= -\frac{N_{Ed}}{A_c}$ | = | 0.28 $MPa$ | § 4.1.2.3.5.2 |
| $\alpha_c$ | $= 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$ | = | 1.02 | § 4.1.2.3.5.2 |
| $\nu$ | = fattore di riduzione per calcestruzzo fessurato | = | 0.50 | § 4.1.2.3.5.2 |

### 13.6.3.3 Verifica a fessurazione



### *13.6.4. Verifiche sezione 2 pila 2*

Si riportano nel seguito le verifiche della sezione a 0.75 m d'altezza della pila 2, in cui l'armatura longitudinale passa da $\phi 24$ a $\phi 20$.

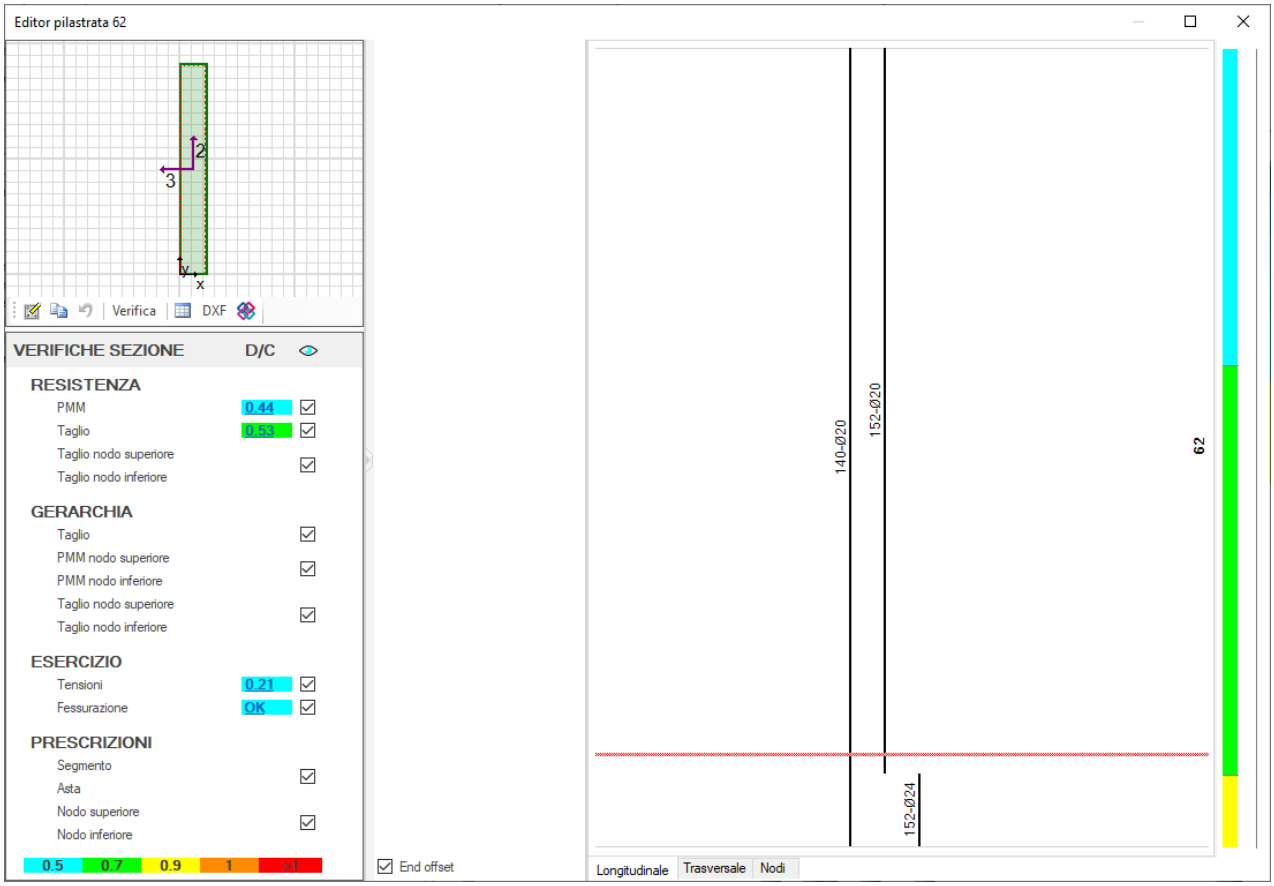



**Figura 101: Tassi di sfruttamento massimi sezione 2 pila 2**

### 13.6.4.1 Verifica a flessione

**Proprietà geometriche e di armatura**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Sezione | = setto_alto | | | |
| Tipo | = rettangolare | | | |
| $b$ | = larghezza | = | 1 800 $mm$ | |
| $h$ | = altezza totale | = | 14 200 $mm$ | |
| $A_c$ | = area di calcestruzzo lorda | = | 25.56e6 $mm^2$ | |
| $A_{s,tot}$ | = area totale di armatura longitudinale | = | 91.73e3 $mm^2$ | |

Sezione

Tabella ferri

| # | $\phi$ | $f_{yk}$ |
|---|---|---|
| 292 | 20 $mm$ | 450 $MPa$ |

**Coefficienti di sicurezza**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\gamma_c$ | = coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo | = | 1.50 | § 4.1.2.1.1.1 |
| $\alpha_{cc}$ | = coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata | = | 0.85 | § 4.1.2.1.1.1 |
| $\gamma_s$ | = coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio | = | 1.15 | § 4.1.2.1.1.3 |

**Proprietà del calcestruzzo**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $R_{ck}$ | = resistenza cubica caratteristica | = | 38.6 $MPa$ | § 11.2.1 |
| $f_{ck}$ | $= 0.83 \cdot R_{ck}$ | = | 32 $MPa$ | Eq. [11.2.1] |
| $f_{cd}$ | $= \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ | = | 18.1 $MPa$ | Eq. [4.1.3] |

**Dominio resistente**

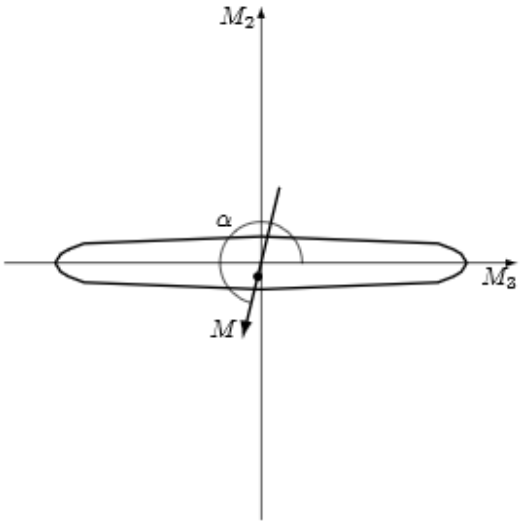
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Tipo | = dominio allo SLU | | | |
| $(\varepsilon, \sigma)_c$ | = stress-block | | | § 4.1.2.1.2.1 |
| $\varepsilon_{c4}$ | = deformazione al raggiungimento di $f_{cd}$ | = | 0.070 % | § 4.1.2.1.2.1 |
| $\varepsilon_{cu}$ | = deformazione ultima | = | 0.350 % | § 4.1.2.1.2.1 |
| $(\varepsilon, \sigma)_s$ | = elastico perfettamente plastico indefinito | | | § 4.1.2.1.2.2 |
| $E_s$ | = modulo elastico dell'acciaio | = | 200.0e3 $MPa$ | |
| $N_{max,Rd}$ | = massima capacità resistente a trazione | = | 35.90e3 $kN$ | |
| $N_{min,Rd}$ | = massima capacità resistente a compressione | = | −497.7e3 $kN$ | |
| $N_{c,Rd}$ | = capacità resistente a compressione del calcestruzzo | = | −463.4e3 $kN$ | |

| ***Sollecitazioni*** | | | |
|---|---|---|---|
| Combo | = SLU MIN | Non sismica | |
| Segm. | = 2 | Zona non critica | |
| Staz. | = stazione | = 1.03 $m$ | |
| $N_{Ed}$ | = sforzo normale agente | = −6.727e3 $kN$ | |
| $M_{3,Ed}$ | = momento flettente attorno all'asse 3 | = −4.462e3 $kNm$ | |
| $M_{2,Ed}$ | = momento flettente attorno all'asse 2 | = −18.30e3 $kNm$ | |

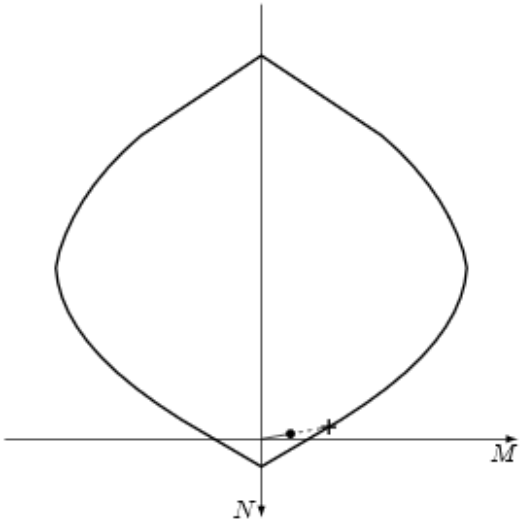
| ***Fattore di utilizzo risultante*** | | | |
|---|---|---|---|
| $D/C$ | $= \frac{d_{Ed}}{d_{Rd}}$ | = **0.43** | **§ 4.1.2.3.4** |
| $d_{Ed}$ | $= \sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Ed}^2}$ | = 20.00e6 * | |
| $d_{Rd}$ | $= \sqrt{N_{Rd,\alpha,e}^2 + M_{Rd,\alpha,e}^2}$ | = 46.30e6 ** | |
| $M_{Ed}$ | $= \sqrt{M_{3,Ed}^2 + M_{2,Ed}^2}$ | = 18.84e3 $kNm$ | |
| $N_{Rd,\alpha,e}$ | = sforzo normale di frontiera calcolato ad eccentricità costante | = −15.57e3 $kN$ | |
| $M_{Rd,\alpha,e}$ | = momento flettente di frontiera calcolato ad eccentricità costante | = 43.61e3 $kNm$ | |
| $\alpha$ | $= \arctan\left(\frac{M_{2,Ed}}{M_{3,Ed}}\right)$ | = 256.00 ° | |
| $e$ | $= \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$ | = −2.800 $m$ | |

*, ** esprimono, rispettivamente, la distanza del punto sollecitante e del punto di frontiera dall'origine del dominio resistente.

Dominio di interazione - Piano $M_3$-$M_2$




Dominio di interazione - Piano $M$-$N$



### 13.6.4.2 Verifica a taglio

| *Sollecitazioni* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Combo | = SLU_ECC | Non sismica | | |
| Segm. | = 2 | Zona non critica | | |
| Staz. | = stazione | = | 1.03 $m$ | |
| $N_{Ed}$ | = sforzo normale agente | = | −6.457e3 $kN$ | |
| $V_{Ed}$ | = sforzo di taglio agente | = | −3.272e3 $kN$ | |

| *Fattore di utilizzo risultante* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $D/C$ | $= \dfrac{\lvert V_{Ed}\rvert}{\max\left(V_{Rdc};\min\left(V_{Rsd};V_{Rcd}\right)\right)}$ | = | **0.53** | **Eq. [4.1.22] e [26]** |
| $V_{Rdc}$ | = resistenza a taglio in assenza di staffe | = | 6.196e3 $kN$ | |
| $V_{Rsd}$ | = resistenza a "taglio trazione" | = | 0 $kN$ | |
| $V_{Rcd}$ | = resistenza a "taglio compressione" | = | 93.35e3 $kN$ | |

| *Proprietà geometriche e di armatura* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $n_b$ | = numero bracci staffa di calcolo | = | 0 | |
| $\phi$ | = diametro staffe | = | 6 $mm$ | |
| $s$ | = passo longitudinale staffe | = | 100 $mm$ | |
| $f_{yk}$ | = tensione di snervamento caratteristica staffe | = | 450 $MPa$ | |
| $\alpha$ | = inclinazione staffe | = | 90 ° | |
| $b_w$ | = larghezza di taglio | = | 1 800 $mm$ | |
| $d$ | = altezza utile | = | 12 537.9 $mm$ | |
| $A_c$ | = area di calcestruzzo lorda | = | 25.56e6 $mm^2$ | |
| $A_{sl}$ | = area di armatura longitudinale tesa | = | 0 $mm^2$ | |

| *Coefficienti di sicurezza* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\gamma_c$ | = coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo | = | 1.50 | § 4.1.2.1.1.1 |
| $\alpha_{cc}$ | = coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata | = | 0.85 | § 4.1.2.1.1.1 |
| $\gamma_s$ | = coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio | = | 1.15 | § 4.1.2.1.1.3 |

| *Proprietà del calcestruzzo* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $R_{ck}$ | = resistenza cubica caratteristica | = | 38.6 $MPa$ | § 11.2.1 |
| $f_{ck}$ | $= 0.83 \cdot R_{ck}$ | = | 32 $MPa$ | Eq. [11.2.1] |
| $f_{ctm}$ | $= 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ | = | 3 $MPa$ | Eq. [11.2.3a] |
| $f_{ctk,0.05}$ | $= 0.7 \cdot f_{ctm}$ | = | 2.1 $MPa$ | § 11.2.10.2 |
| $f_{cd}$ | $= \alpha_{cc} \cdot \dfrac{f_{ck}}{\gamma_c}$ | = | 18.1 $MPa$ | Eq. [4.1.3] |
| $f_{ctd}$ | $= \dfrac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c}$ | = | 1.4 $MPa$ | Eq. [4.1.4] |

| *Resistenza in assenza di armature trasversali resistenti al taglio* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $V_{Rdc}$ | $= \max(V_{Rdc1}; V_{Rdc2}; 0)$ se $\sigma_{cp} \geq -f_{ctd}$, 0 altrimenti | = | 6.196e3 $kN$ | § 4.1.2.3.5.1 |
| $V_{Rdc1}$ | $= \left[0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$ | = | 855.2 $kN$ | Eq. [4.1.23] |
| $V_{Rdc2}$ | $= (\nu_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ | = | 6.196e3 $kN$ | Eq. [4.1.23] |
| $k$ | $= \min\left(1 + (200/d)^{0.5}; 2\right)$ | = | 1.13 | § 4.1.2.3.5.1 |
| $\rho_l$ | $= \min\left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}; 0.02\right)$ | = | 0 | § 4.1.2.3.5.1 |
| $\sigma_{cp}$ | $= \min\left(-\frac{N_{Ed}}{A_c}; 0.2 \cdot f_{cd}\right)$ | = | 0.25 $MPa$ | § 4.1.2.3.5.1 |
| $\nu_{min}$ | $= 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$ | = | 0.24 $MPa$ | § 4.1.2.3.5.1 |

| *Resistenza in presenza di armature trasversali resistenti al taglio* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $V_{Rsd}$ | $= 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha$ | = | 0 $kN$ | Eq. [4.1.27] |
| $V_{Rcd}$ | $= 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot\alpha + \cot\theta}{1 + \cot^2\theta}$ | = | 93.35e3 $kN$ | Eq. [4.1.28] |
| $A_{sw}$ | $= n_b \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}$ | = | 0 $mm^2$ | § 4.1.2.3.5.2 |
| $f_{yd}$ | $= \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ | = | 391.3 $MPa$ | Eq. [4.1.5] |
| $\cot\theta$ | = inclinazione puntone compresso | = | 1.00 | Eq. [4.1.25] |
| $\sigma_{cp}$ | $= -\frac{N_{Ed}}{A_c}$ | = | 0.25 $MPa$ | § 4.1.2.3.5.2 |
| $\alpha_c$ | $= 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$ | = | 1.01 | § 4.1.2.3.5.2 |
| $\nu$ | = fattore di riduzione per calcestruzzo fessurato | = | 0.50 | § 4.1.2.3.5.2 |

### 13.6.4.3 Verifica a fessurazione

Verifica fessurazione - Pilastro 62

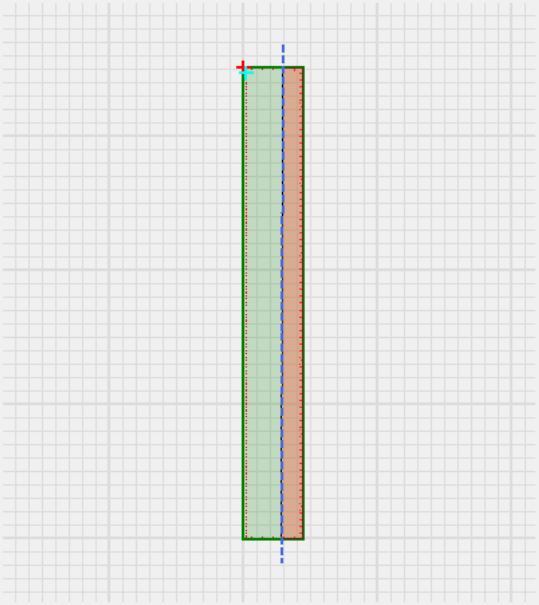
1 SI — 2 SI — 3 SI

Stato limite
Apertura fessure
$w_{lim}$ 0.3 mm

Controllo fessurazione
N -6457 Decompressione
$M_3$ -1593 Formazione fessure
$M_2$ -7469 Apertura fessure 0.0663 mm
Calcola

Freq | Qp

| # | N | M3 | M2 | σc,max | σs | w | Utilizzo |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [kN] | [kN·m] | | [N/mm²] | | [mm] | |
| 1 | -6457 | -1593 | -7469 | 0 | 43.54 | 0.0663 | 0.221 |
| 2 | -5803 | -1593 | -6402 | 0 | 35.4 | 0.0546 | 0.182 |
| 3 | -5148 | -1593 | -5335 | 0 | 27.34 | 0.0429 | 0.143 |
| 4 | -4493 | -1593 | -4268 | 0 | 19.43 | 0.0313 | 0.104 |



Verifica fessurazione - Pilastro 62

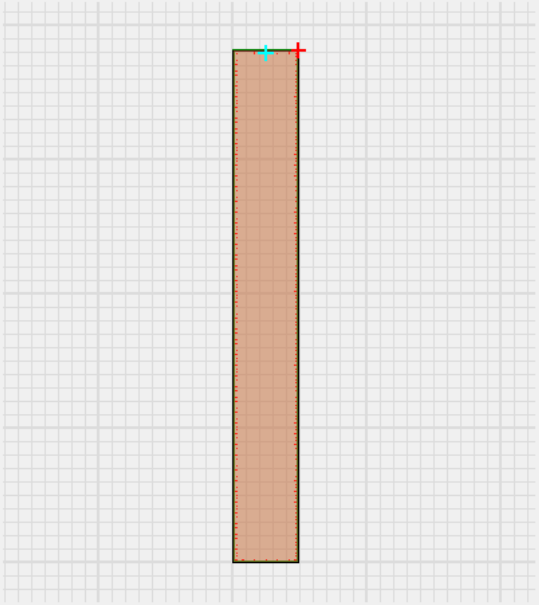
1 SI — 2 SI — 3 SI

Stato limite
Apertura fessure
$w_{lim}$ 0.2 mm

Controllo fessurazione
N -6457 Decompressione
$M_3$ -1593 Formazione fessure
$M_2$ -3.771e-12 Apertura fessure 0 mm
Calcola

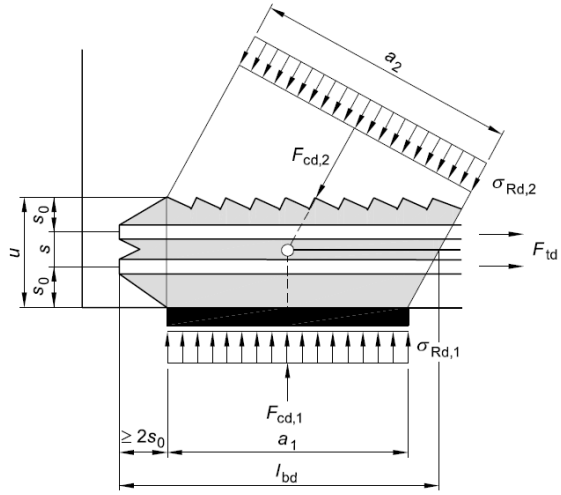
Freq | Qp

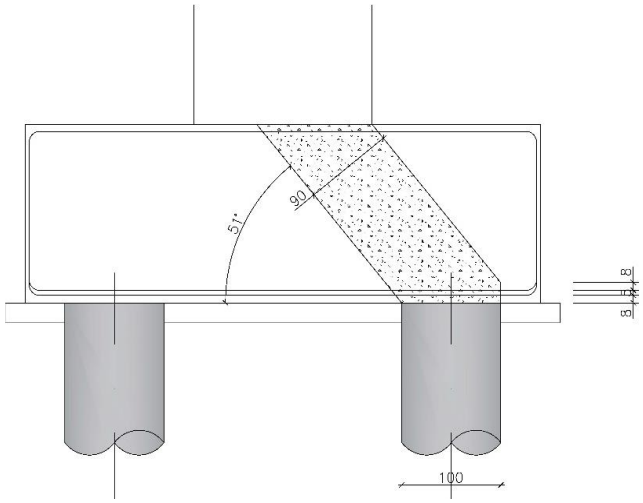
| # | N | M3 | M2 | σc,max | σs | w | Utilizzo |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [kN] | [kN·m] | | [N/mm²] | | [mm] | |
| 1 | -6457 | -1593 | -3.771e-12 | -0.2148 | -3.226 | 0 | 0 |
| 2 | -5803 | -1593 | -3.764e-12 | -0.1905 | -2.861 | 0 | 0 |
| 3 | -5148 | -1593 | -3.757e-12 | -0.1662 | -2.497 | 0 | 0 |
| 4 | -4493 | -1593 | -3.75e-12 | -0.1419 | -2.132 | 0 | 0 |



### *13.6.5. Verifica della platea*

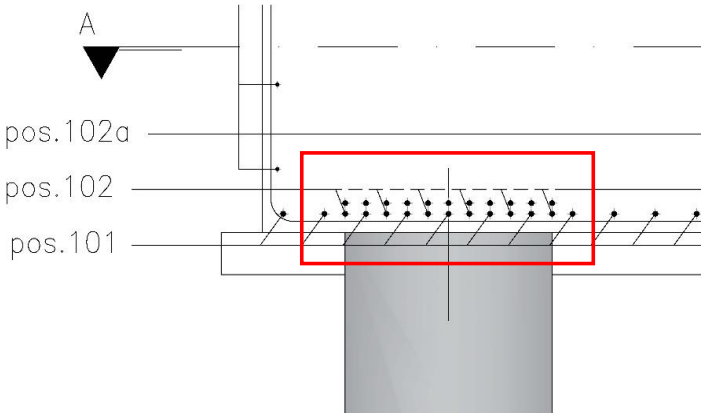
La verifica della platea è effettuata tramite il metodo tirante-puntone.




| | | | |
|---|---|---|---|
| Sollecitazione assiale massima sul palo | $F_{cd,1}$ = | 4100 | kN |
| Angolo inclinazione puntone compresso | | 51 | ° |
| Sollecitazione di compressione sul puntone compresso | $F_{cd,2}$ = | 5276 | kN |
| Sollecitazione di trazione su armatura tesa | $F_{td}$ = | 3320 | kN |
| **Resistenza di progetto del calcestruzzio a compressione** | | | |
| Classe di resistenza calcestruzzo | | C32/40 | |
| Resistenza caratteristica a 28gg | $R_{ck}$ = | 40 | Mpa |
| Resistenza cilindrica a compressione | $f_{ck} = 0{,}83*R_{ck}$ = | 33,2 | MPa |
| Resistenza media a compressione | $f_{cm} = f_{ck} + 8$ = | 41,2 | MPa |
| Coefficiente riduttivo per la resistenza di lunga durata | $\alpha_{cc}$ = | 0,85 | |
| Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo | $\gamma c$ = | 1,5 | |
| Resistenza di progetto a compressione | $f_{cd} = \alpha_{cc}*f_{ck}/\gamma_c$ = | 18,8 | MPa |
| **Resistenza di progetto a dell'acciaio** | | | |
| Acciao per cls armato | | B450C | |
| Tesnione di snervamento | $f_{yk}$ = | 450 | Mpa |
| Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio | $\gamma s$ = | 1,15 | |
| Resistenza di progetto dell'acciaio | $f_{yd} = f_{yk}/\gamma s$ = | 391,3 | MPa |
| **Parametri geometrici** | | | |
| Distanza centro barra da intradosso platea | $s_0$ = | 8 | cm |
| Interasse barre | s = | 5 | cm |
| Diametro palo | $a_1$ = | 100 | cm |
| Diametro puntone compresso | $a_2$ = | 90 | cm |
| Area sezione del palo | $A_1$ = | 0,785 | m2 |
| Area puntone compresso | $A_2$ = | 0,636 | m2 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Verifica puntone compresso** | | | |
| Tensione di compressione su palo | $\sigma_{Rd,1} = F_{cd,1} / A_1 =$ | 5,22 | MPa |
| Tensione di compressione su puntone compresso | $\sigma_{Rd,2} = F_{cd,2} / A_2 =$ | 8,29 | MPa |
| Coefficiente | $\nu' = 1 - f_{ck} / 250 =$ | 0,8672 | |
| Coefficiente | $k_2 =$ | 0,85 | |
| Resistenza di progetto del calcestruzzo | $\sigma_{Rd,max} = K_2 * \nu' * f_{cd} =$ | 13,87 | MPa |
| Indice di utilizzo tensioni di compressione su palo | $\sigma_{Rd,1} / \sigma_{Rd,max} =$ | 0,38 | $\leq 1$ |
| Indice di utilizzo tensioni di compressione su puntone | $\sigma_{Rd,2} / \sigma_{Rd,max} =$ | 0,60 | $\leq 1$ |
| **Verifica barre tese** | | | |




| | | | |
|---|---|---|---|
| Diametro barre | $\phi =$ | 24 | mm |
| Area barra | $A_f =$ | 452,4 | mm2 |
| Numero totale barre | $n =$ | 24 | |
| Area totale acciaio | $A_{f,tot} = A_f * n =$ | 10857,3 | mm2 |
| Tensione di trazione su armatura tesa | $\sigma_f = F_{td} / A_{f,tot} =$ | 305,8 | MPa |
| Indice di utilizzo barre tese | $\sigma_f / f_{yd} =$ | 0,78 | $\leq 1$ |

# 14. VERIFICA DELLE SPALLE

Al fine della verifica delle spalle viene creato un modello di calcolo delle stesse, a cui vengono applicati in sommità i carichi già calcolati, unitamente alle spinte delle terre secondo quanto indicato nei capitoli precedenti.

## 14.1. Descrizione del modello di calcolo

La spalla è modellata tramite elementi shell, connessi ai pali da una platea anch'essa a shell.
Nel seguito si riportano alcune schermate del modello di calcolo.

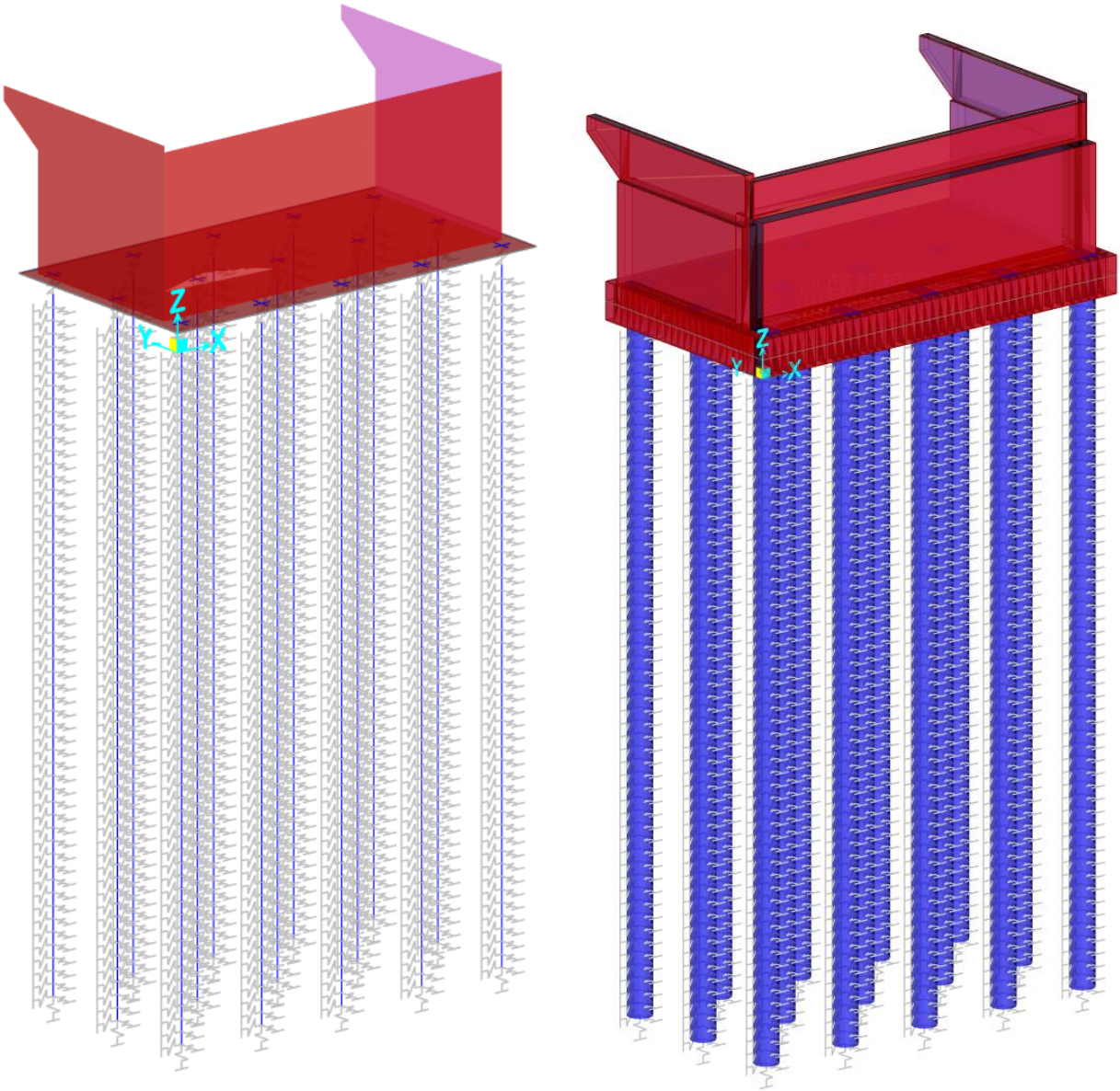



**Figura 102: Modello di calcolo – vista prospettica unifilare (sx) e estrusa (dx)**

Si riportano nel seguito la sezione considerata per i pali.

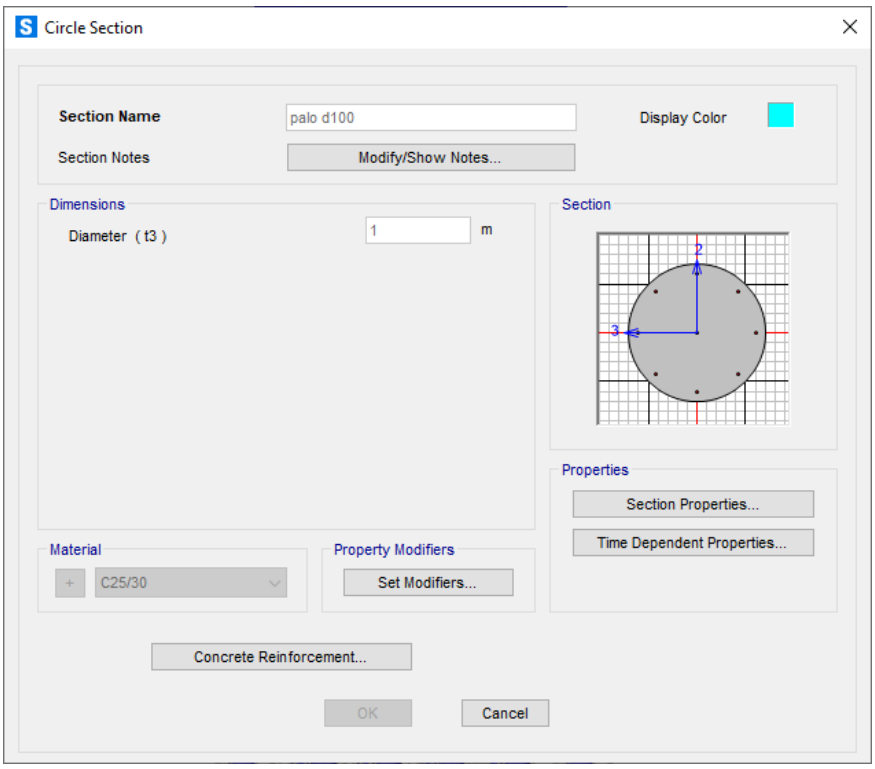



**Figura 103 Sezione dei pali**

## 14.2. Interazione palo-terreno

Il problema di un palo isolato caricato in testa da un'azione orizzontale viene trattato generalmente schematizzando il terreno come un mezzo alla Winkler. Ad ogni elemento viene attribuita una molla elastica orizzontale ricavata in modo differente per i terreni incoerenti e le argille NC e per le argille OC.

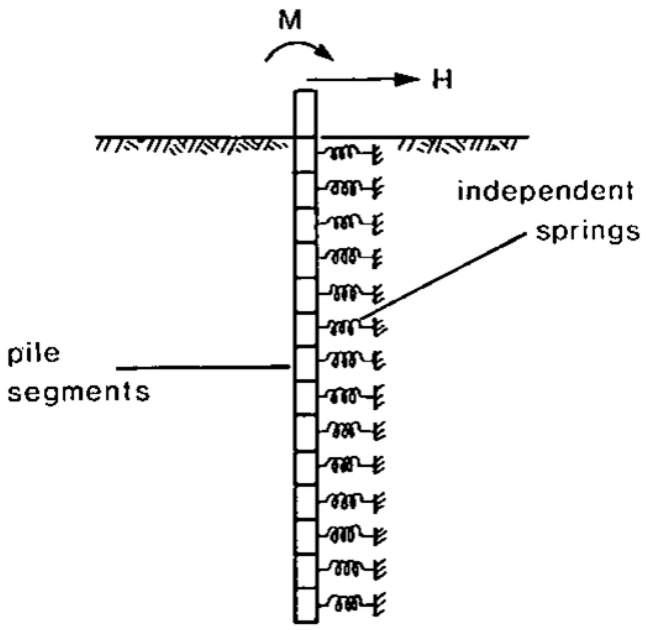



*Figura 14-104 Rappresentazione schematica dell'interazione palo-terreno con mezzo alla Winkler*

Per i terreni incoerenti e le argille NC o leggermente OC si utilizza la teoria di Matlock e Reese (1956):

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{d}$$

Avendo indicato con:

- $k_h$ il coefficiente di reazione orizzontale del terreno [kN/m$^3$];
- $n_h$ la costante di reazione orizzontale del terreno [kN/m$^3$];
- $z$ la profondità dal p.c. originario [m];
- $d$ il diametro del palo [m].

Per i terreni incoerenti, vale la seguente relazione:

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma'}{1{,}35}$$

dove $\gamma'$ è il valore del peso dell'unità di volume immerso nel caso di terreno sotto falda (nel caso di terreno sopra falda si utilizza il peso dell'unità di volume totale) e A un parametro che dipende dallo stato di addensamento. Valori orientativi di A sono riportati in tab.

| Stato di addensamento | Sciolto | Medio | Denso |
|---|---|---|---|
| Campo dei valori di A | 100-300 | 300-1000 | 1000-3000 |
| Valore consigliato di A | 200 | 600 | 1500 |

*Tabella 14-1 Valori orientativi di A per terreni incoerenti (Viggiani, 1999)*

Per le argille NC o le argille leggermente OC si può fare riferimento ai valori di $n_h$ riportati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**.

| Tipo di terreno | $n_h$ [kN/m3] | Autori |
|---|---|---|
| Argilla NC o lievemente OC | 200÷3500 | Reese, Matlock, 1956 |
| Argilla organica NC | 100÷800 | Davisson, 1970 |
| Torba | 50 | Davisson, 1970 |
| Loess | 9000 | Bowles, 1968 |

*Tabella 14-2 Valori orientativi di $n_h$ per terreni coesivi (Viggiani, 1999)*

Per le argille OC, invece, si utilizza un valore costante con la profondità di coefficiente di reazione orizzontale del terreno. A tal proposito, si fa riferimento alla relazione di Davisson (1970):

$$K_h = 67 \cdot \frac{c_u}{d}$$

in cui $c_u$ rappresenta la coesione non drenata.

Nel caso i pali di fondazione siano posizionati in corrispondenza di una scarpata, naturale o artificiale, i moduli di reazione orizzontale saranno ridotti di una quantità pari al rapporto tra il coefficiente di spinta passiva del terreno calcolato per un p.c. con inclinazione pari a quella della scarpata ed il coefficiente di spinta passiva dello stesso terreno calcolato per un p.c. orizzontale.

Le formule impiegate sono le seguenti:

$$K_{p,\omega} = \frac{\cos(\omega) + \sqrt{\cos^2(\omega) - \cos^2(\phi)}}{\cos(\omega) - \sqrt{\cos^2(\omega) - \cos^2(\phi)}}$$

$$K_p = \frac{1 + sen(\phi)}{1 - sen(\phi)}$$

con ω = inclinazione scarpata e $\phi$ angolo di attrito del terreno.

Il coefficiente di riduzione delle molle orizzontali è quindi pari a:

$$\eta = \frac{K_{p,\omega}}{K_p}$$

Per valutare l'effetto di gruppo e tenere conto delle interazioni tra pali vicini, si adotta un valore opportunamente ridotto di $k_h$, indicato con $k_{h,g}$.

Se il rapporto fra interasse tra pali e diametro è dell'ordine di tre, si possono seguire le indicazioni fornite da Poulos e Davis (1980):

- gruppo di due pali: $k_{h,g} = 0{,}50 \cdot k_h$
- gruppo di tre o quattro pali: $k_{h,g} = 0{,}33 \cdot k_h$
- gruppo di cinque o più pali: $k_{h,g} = 0{,}25 \cdot k_h$

Per quanto riguarda la stima della rigidezza verticale, invece, si è utilizzato il metodo proposto da Randolph e Wroth (1978), in cui si considera il palo immerso in un mezzo elastico.

La rigidezza assiale lungo il fusto e quella alla base valgono, rispettivamente:

- $K_{v,lat} = \frac{2 \cdot \pi \cdot L \cdot G_m}{\zeta}$
- $K_{v,b} = \frac{4 \cdot r_b \cdot G_b}{1 - \nu}$

in cui:

- $\zeta = \ln\left(\left(0{,}25 + \left(2{,}5 \cdot \frac{G_m}{G_L} \cdot (1 - \upsilon) - 0{,}25\right) \cdot \frac{G_L}{G_b}\right) \cdot \frac{2 \cdot L}{d}\right)$ che tiene conto della distanza di estinzione;
- $L$ è la lunghezza del palo;
- $G_m$ rappresenta il valore medio del modulo di taglio fra la superficie e la profondità $L$;
- $G_b$ è il modulo di taglio al di sotto della base del palo;

- $G_L$ è il modulo di taglio alla base del palo;
- $r_b$ è il raggio alla base del palo.

Si sottolinea che, per semplicità di calcolo, la rigidezza verticale del singolo palo è stata considerata come concentrata alla base, quindi considerando la somma delle rigidezze assiale e di base.
La rigidezza verticale così determinata non considera la deformazione assiale del palo, che deve quindi essere tenuta in conto dal programma di calcolo.
Per valutare l'effetto di gruppo e tenere conto delle interazioni tra pali vicini, si adotta il metodo empirico:

$$K_{v,g} = \frac{1}{n \cdot R_g} \cdot K_v$$

in cui:

- $n$ è il numero dei pali del gruppo;
- $R_g$ è detto coefficiente di riduzione del gruppo, funzione dell'Aspect Ratio $R = \sqrt{\frac{n \cdot i_m}{L}}$

$$R_g = 0{,}3 \cdot R^{-1{,}2} \ (Mandolini\ et\ al, 1997)$$

### *14.2.1. Pali per Spalla 1 e Spalla 2*

| | |
|---|---|
| **Caratteristiche del terreno** | |
| Coeff. di Poisson | $\nu$ = **0,30** |
| Modulo di Young medio | $E_m$ = **30,0 MPa** |
| Modulo di Young alla base | $E_L$ = **30,0 MPa** |
| Modulo di Young dello strato su cui poggia il palo | $E_b$ = **30,0 MPa** |
| Modulo di taglio medio | $G_m$ = 11,5 MPa |
| Modulo di taglio alla base | $G_L$ = 11,5 MPa |
| Modulo di taglio dello strato su cui poggia il palo | $G_b$ = 11,5 MPa |
| Inclinazione della scarpata | $\omega$ = **20,0 °** |
| Altezza media della scarpata da testa-palo a p.c. | h = **5,00 m** |
| **Caratteristiche del palo singolo** | |
| Diametro | d = **1,00 m** |
| Diametro alla base | $d_b$ = **1,00 m** |
| Lunghezza | L = **27,00 m** |
| Modulo di Young | $E_p$ = **30000 MPa** |
| **Caratteristiche della palificata** | |
| Numero di pali | n = **15** |
| Interasse medio | $i_m$ = **3,75 m** |
| **Calcolo rigidezza verticale (Randolph & Wroth, 1978)** | |
| Rigidezza assiale del palo | $K_{v,lat}$ = 4,30E+05 kN/m |
| Rigidezza di base del palo | $K_{v,b}$ = 3,30E+04 kN/m |
| Rigidezza verticale del palo rigido | $K_{v,rig}$ = 4,63E+05 kN/m |
| Rigidezza verticale del palo deformabile | $K_{v,def}$ = 3,91E+05 kN/m |
| **Effetto di gruppo (metodo empirico)** | |
| Aspect ratio (Randolph & Clancy, 1993) | R = 1,443 |
| Coeff. di riduzione del gruppo (Mandolini, 1997) | $R_g$ = 0,193 |
| Rigidezza assiale del palo nel gruppo | $K_{v,lat,g}$ = 1,49E+05 kN/m |
| Rigidezza di base del palo nel gruppo | $K_{v,b,g}$ = 1,14E+04 kN/m |
| Rigidezza verticale del palo rigido nel gruppo | $K_{v,rig,g}$ = 1,60E+05 kN/m |
| Rigidezza verticale del palo nel gruppo | $K_{v,def,g}$ = **1,35E+05 kN/m** |

| Calcolo della rigidezza orizzontale (Matlock & Reese, 1956; Davisson, 1970) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| z [m] | Tipo di terreno | ϕ [°] | γ' [kN/m³] | Stato di addensamento (Lambe e Whitman, 1969) | A [-] | $n_h$ [kN/m³] | η [-] | $k_{h,y}$ [kN/m³] | $k_{h,x}$ [kN/m³] | $K_{h,g,y}$ [kN/m] | $K_{h,g,x}$ [kN/m] |
| 0,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 1-Sciolto | 200 | 2815 | 0,786 | 1105,8 | 1407,4 | 207 | 264 |
| 1,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 1-Sciolto | 200 | 2815 | 0,786 | 2211,7 | 2814,8 | 276 | 352 |
| 1,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 1-Sciolto | 200 | 2815 | 0,786 | 3317,5 | 4222,2 | 415 | 528 |
| 2,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 1-Sciolto | 200 | 2815 | 0,786 | 4423,4 | 5629,6 | 553 | 704 |
| 2,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 16587,7 | 21111,1 | 2 073 | 2 639 |
| 3,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 19905,3 | 25333,3 | 2 488 | 3 167 |
| 3,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 23222,8 | 29555,6 | 2 903 | 3 694 |
| 4,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 26540,3 | 33777,8 | 3 318 | 4 222 |
| 4,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 29857,9 | 38000,0 | 3 732 | 4 750 |
| 5,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 0,786 | 33175,4 | 42222,2 | 4 147 | 5 278 |
| 5,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 46444,4 | 46444,4 | 5 806 | 5 806 |
| 6,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 50666,7 | 50666,7 | 6 333 | 6 333 |
| 6,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 54888,9 | 54888,9 | 6 861 | 6 861 |
| 7,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 59111,1 | 59111,1 | 7 389 | 7 389 |
| 7,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 63333,3 | 63333,3 | 7 917 | 7 917 |
| 8,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 67555,6 | 67555,6 | 8 444 | 8 444 |
| 8,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 71777,8 | 71777,8 | 8 972 | 8 972 |
| 9,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 76000,0 | 76000,0 | 9 500 | 9 500 |
| 9,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 80222,2 | 80222,2 | 10 028 | 10 028 |
| 10,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 19,0 | 2-Medio | 600 | 8444 | 1,000 | 84444,4 | 84444,4 | 10 556 | 10 556 |
| 10,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 42000,0 | 42000,0 | 5 250 | 5 250 |
| 11,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 44000,0 | 44000,0 | 5 500 | 5 500 |
| 11,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 46000,0 | 46000,0 | 5 750 | 5 750 |
| 12,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 48000,0 | 48000,0 | 6 000 | 6 000 |
| 12,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 50000,0 | 50000,0 | 6 250 | 6 250 |
| 13,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 52000,0 | 52000,0 | 6 500 | 6 500 |
| 13,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 54000,0 | 54000,0 | 6 750 | 6 750 |
| 14,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 56000,0 | 56000,0 | 7 000 | 7 000 |
| 14,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 58000,0 | 58000,0 | 7 250 | 7 250 |
| 15,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 60000,0 | 60000,0 | 7 500 | 7 500 |
| 15,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 62000,0 | 62000,0 | 7 750 | 7 750 |
| 16,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 64000,0 | 64000,0 | 8 000 | 8 000 |
| 16,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 66000,0 | 66000,0 | 8 250 | 8 250 |
| 17,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 68000,0 | 68000,0 | 8 500 | 8 500 |
| 17,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 70000,0 | 70000,0 | 8 750 | 8 750 |
| 18,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 72000,0 | 72000,0 | 9 000 | 9 000 |
| 18,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 74000,0 | 74000,0 | 9 250 | 9 250 |
| 19,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 76000,0 | 76000,0 | 9 500 | 9 500 |
| 19,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 78000,0 | 78000,0 | 9 750 | 9 750 |
| 20,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 80000,0 | 80000,0 | 10 000 | 10 000 |
| 20,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 82000,0 | 82000,0 | 10 250 | 10 250 |
| 21,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 84000,0 | 84000,0 | 10 500 | 10 500 |
| 21,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 86000,0 | 86000,0 | 10 750 | 10 750 |
| 22,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 88000,0 | 88000,0 | 11 000 | 11 000 |
| 22,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 90000,0 | 90000,0 | 11 250 | 11 250 |
| 23,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 92000,0 | 92000,0 | 11 500 | 11 500 |
| 23,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 94000,0 | 94000,0 | 11 750 | 11 750 |
| 24,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 96000,0 | 96000,0 | 12 000 | 12 000 |
| 24,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 98000,0 | 98000,0 | 12 250 | 12 250 |
| 25,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 100000,0 | 100000,0 | 12 500 | 12 500 |
| 25,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 102000,0 | 102000,0 | 12 750 | 12 750 |
| 26,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 104000,0 | 104000,0 | 13 000 | 13 000 |
| 26,50 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 106000,0 | 106000,0 | 13 250 | 13 250 |
| 27,00 | 6-Incoerente | 34,00 | 9,0 | 2-Medio | 600 | 4000 | 1,000 | 108000,0 | 108000,0 | 6 750 | 6 750 |

## 14.3. Applicazione dei carichi

I carichi derivanti dall'impalcato sono applicati ad un beam fittizio posizionato in sommità del muro andatore, di larghezza cautelativamente pari a 9m, centrato rispetto all'asse stradale

Si riporta nel seguito l'applicazione dei carichi dovuti al peso proprio dell'impalcato a titolo esemplificativo

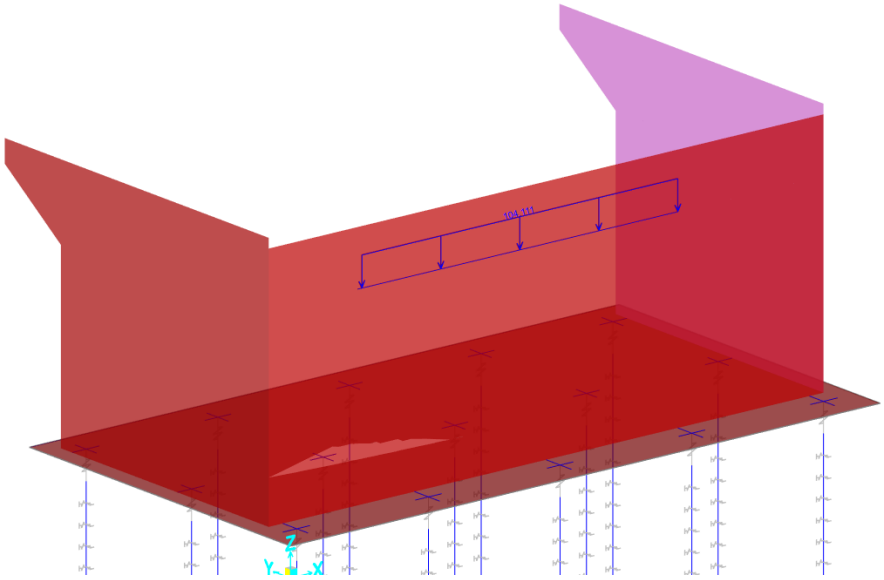


**Figura 105: Applicazione peso proprio impalcato**

Per quanto riguarda componente orizzontale della spinta della terra, questa è applicata come pressione agli elementi shell, a meno della zona nodale in comune con la platea, sfruttando un "Joint pattern".

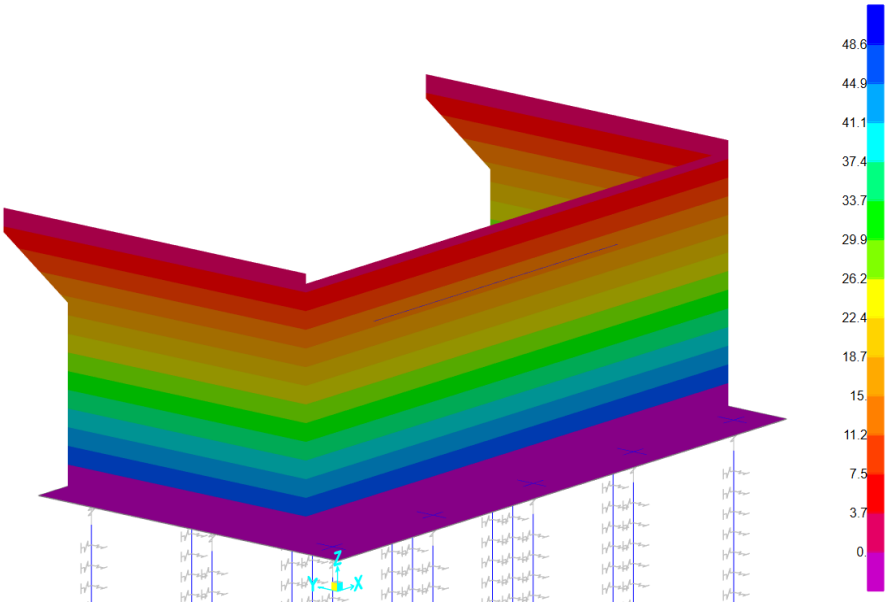



**Figura 106: Applicazione componente orizzontale spinta della terra**

La componente verticale della stessa, invece, viene applicata alla parte interna della platea come carico uniforme.

**Figura 107: Applicazione componente verticale spinta della terra**

Il sovraccari da traffico è applicato in modo analogo.

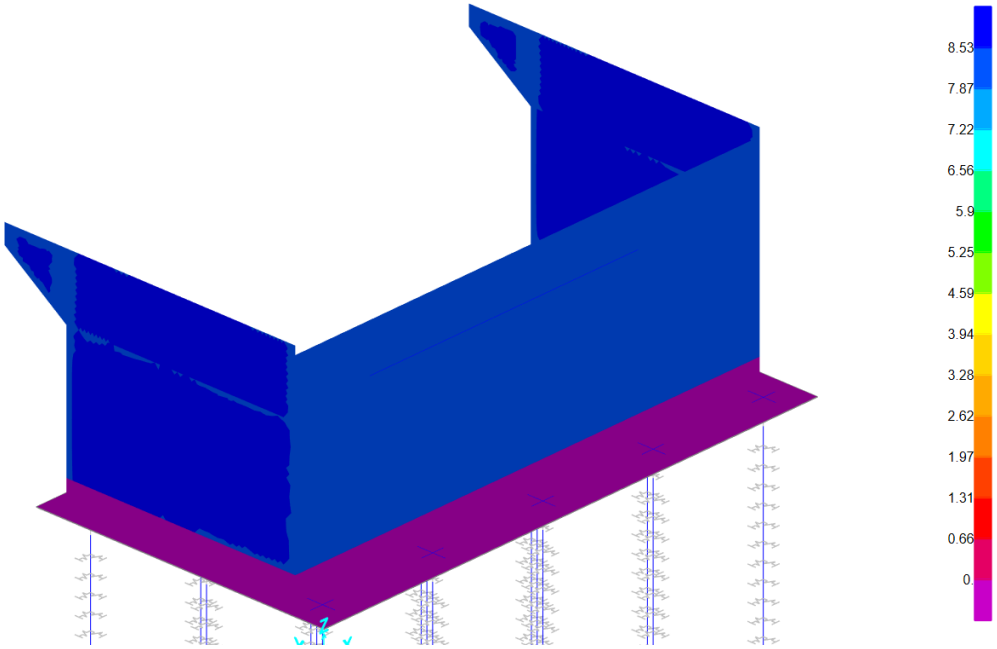



**Figura 108: Applicazione componente orizzontale sovraccarico**

La componente verticale della stessa, invece, viene applicata alla parte interna della platea come carico uniforme.

**Figura 109: Applicazione componente verticale sovraccarico**

L'azione sismica alla spalla viene applicata tramite moltiplicatori di gravità pari a $\frac{a_g}{g} \cdot S = 0.121$.

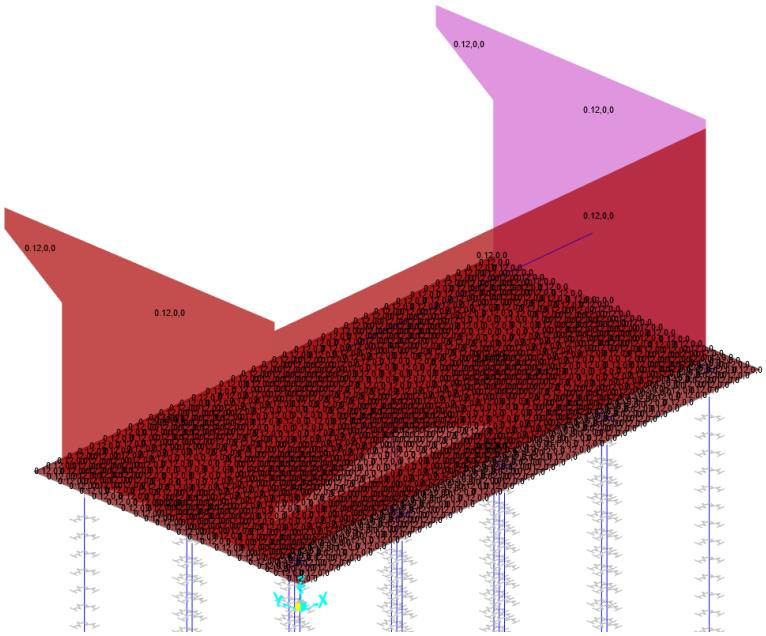



**Figura 110: Applicazione accelerazione sismica a spalla**

Per quanto riguarda l'impalcato, il carico viene applicato in sommità della spalla, come calcolato nel foglio di calcolo mostrato nei capitoli precedenti, assumendo un'accelerazione pari a $\frac{a_g}{g} \cdot S \cdot F_0$.

## 14.4. Verifica del muro frontale

### *14.4.1. Diagrammi delle sollecitazioni*

Si riportano nel seguito i diagrammi delle sollecitazioni ricavati dal programma di calcolo.

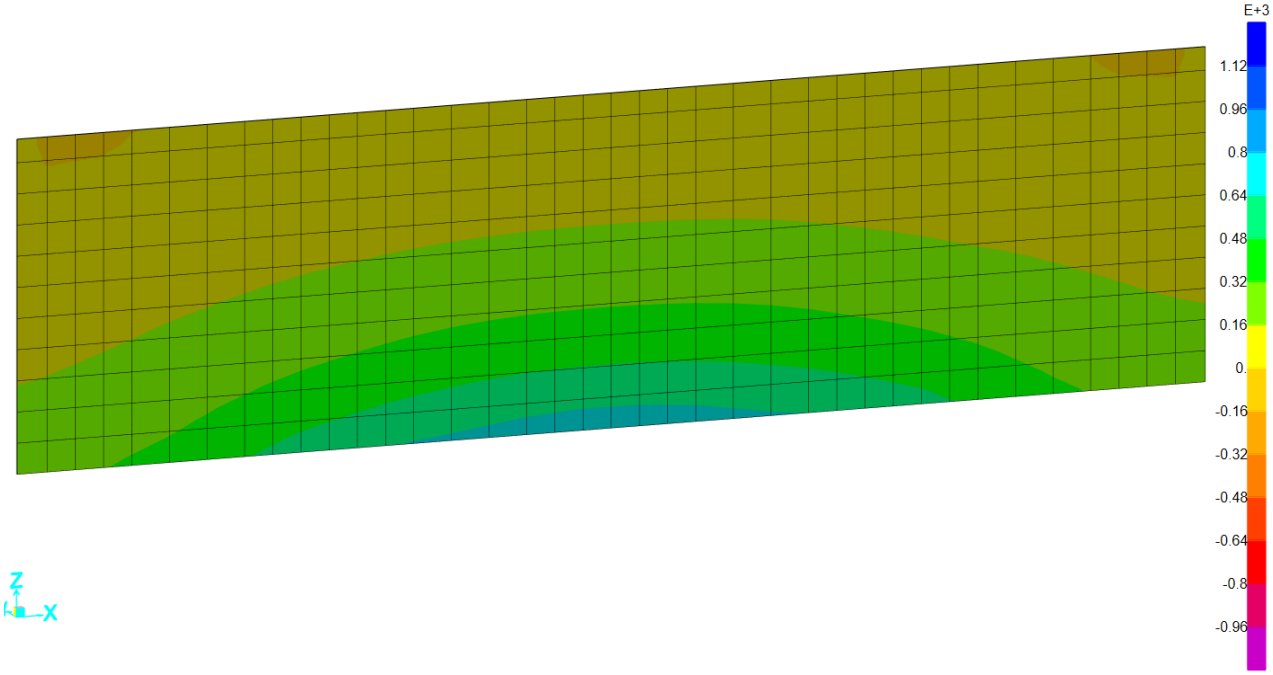



**Figura 111: Momento nel piano verticale allo stato limite ultimo**

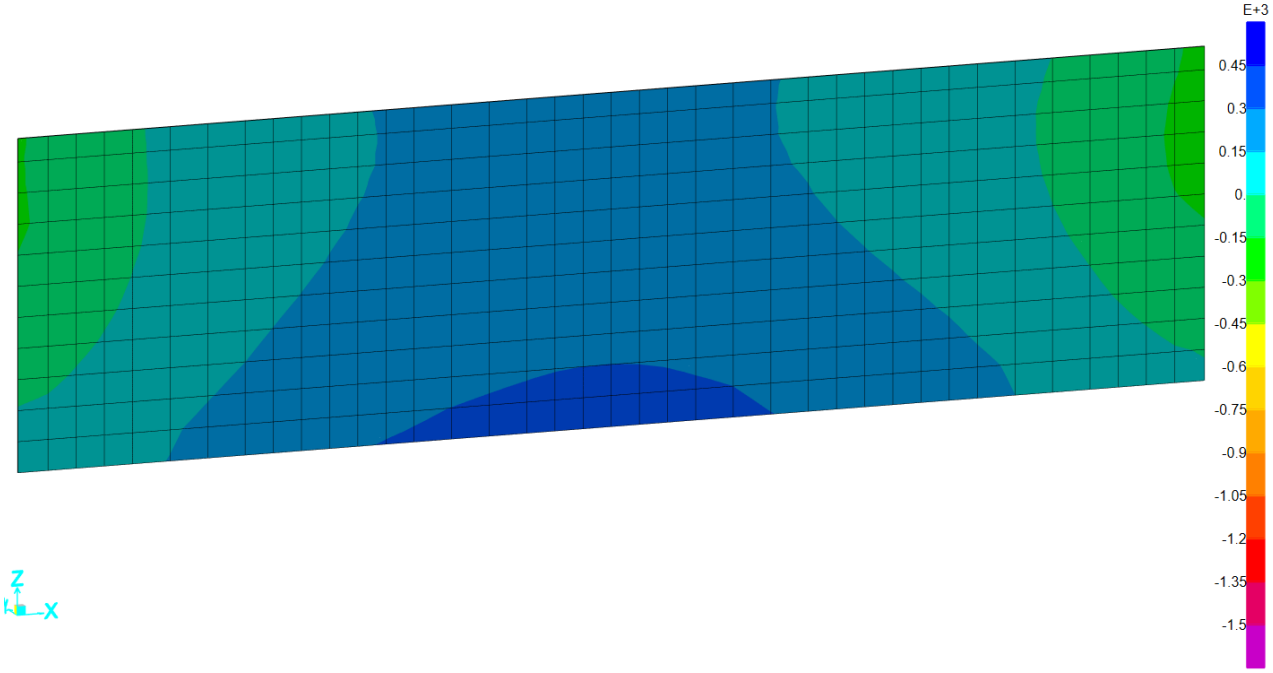



**Figura 112: Taglio nel piano verticale allo stato limite ultimo**

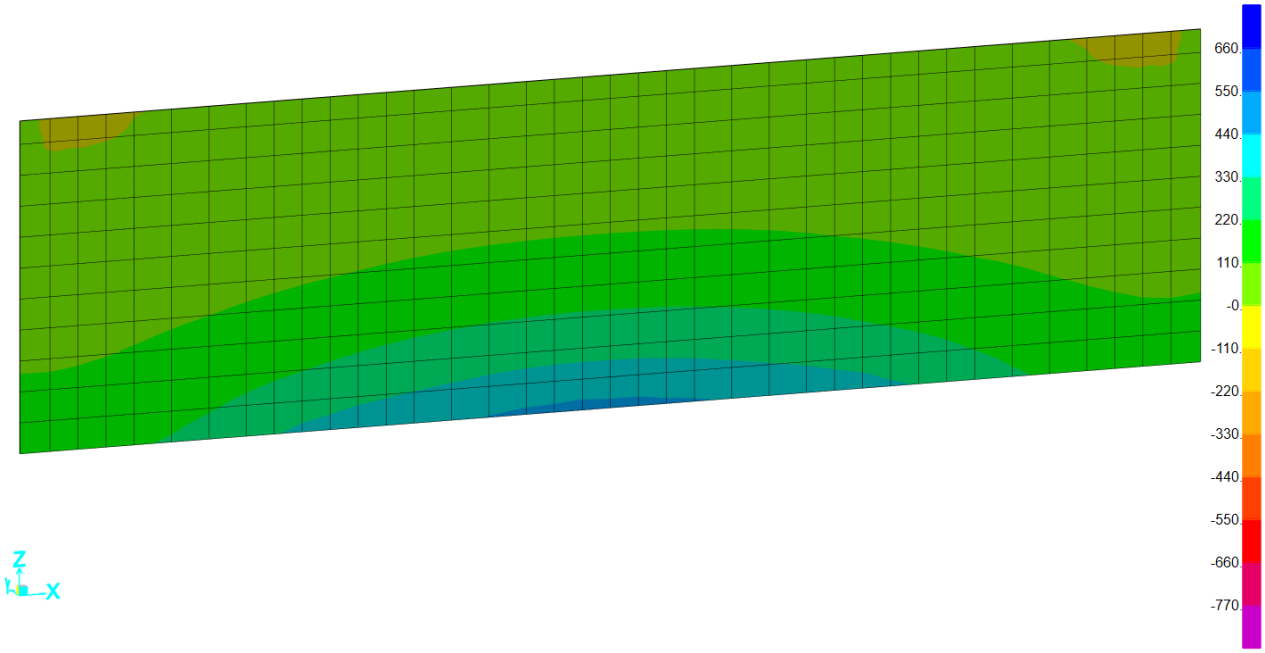



**Figura 113: Momento nel piano verticale - SLV**

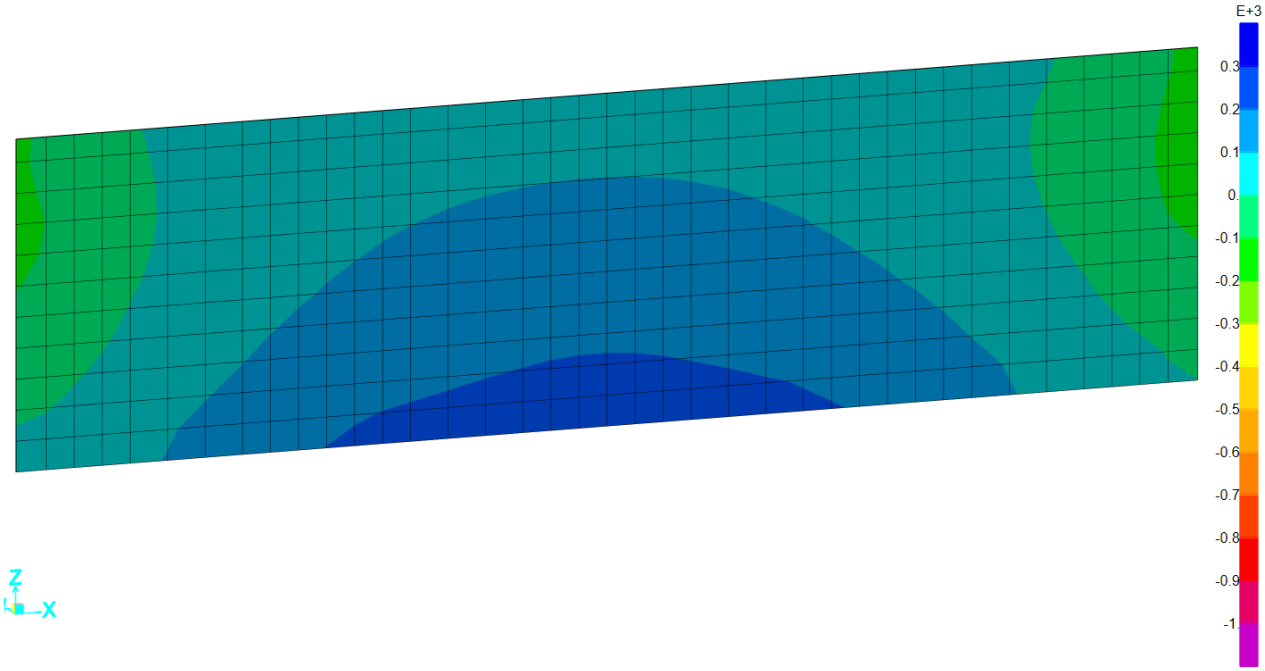



**Figura 114: Taglio nel piano verticale - SLV**

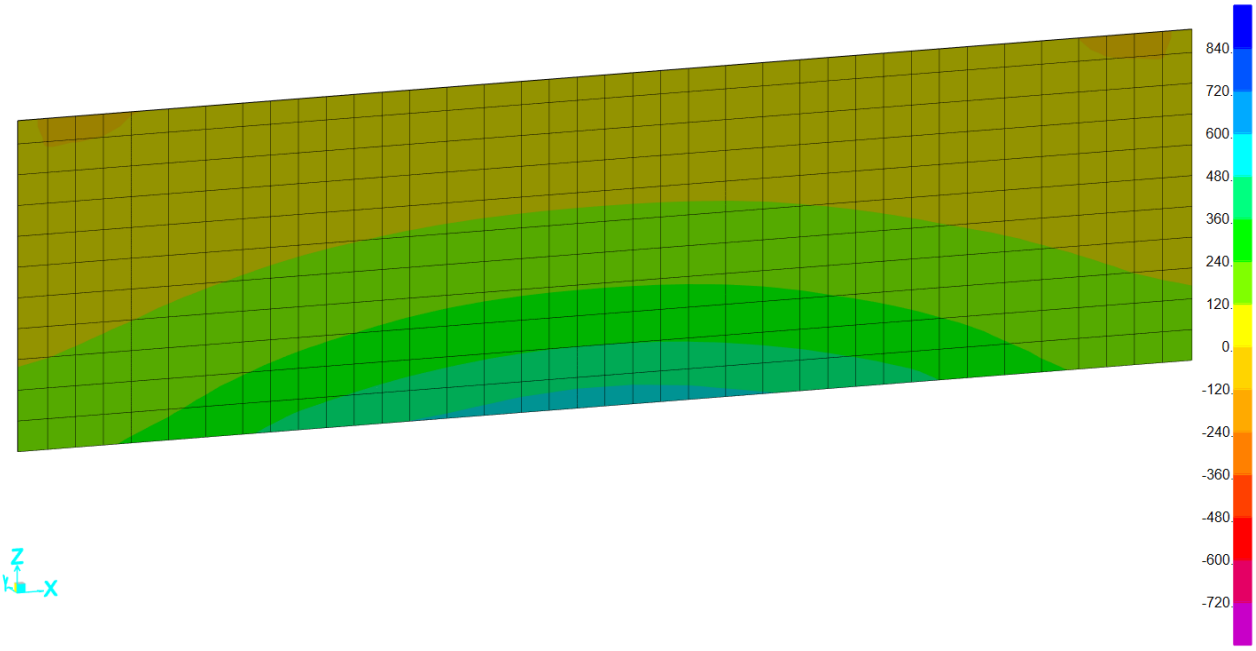



**Figura 115: Momento nel piano verticale – SLE caratteristica**

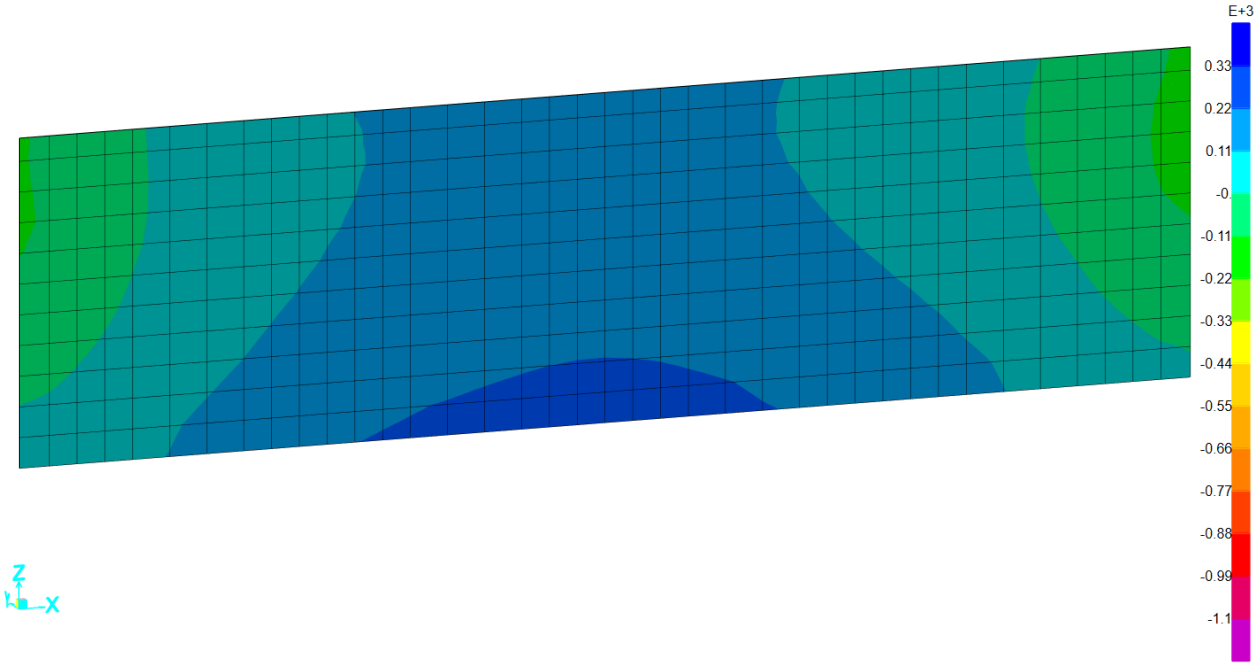



**Figura 116: Taglio nel piano verticale – SLE caratteristica**

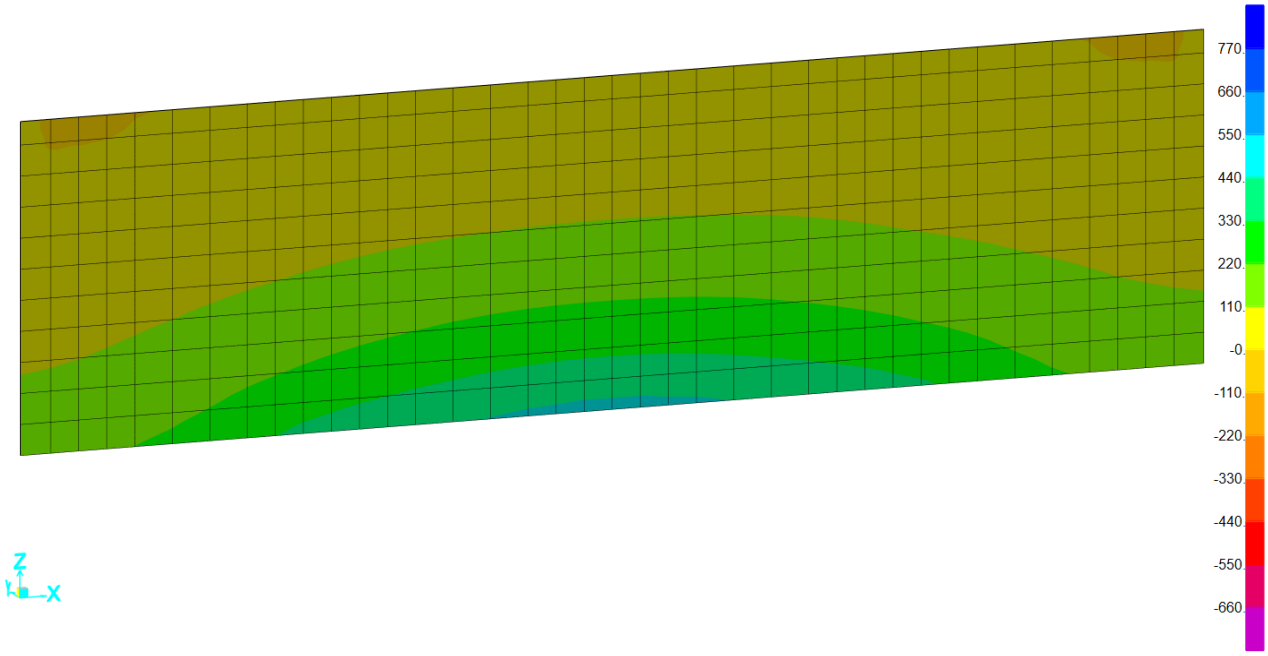



**Figura 117: Momento nel piano verticale – SLE frequente**

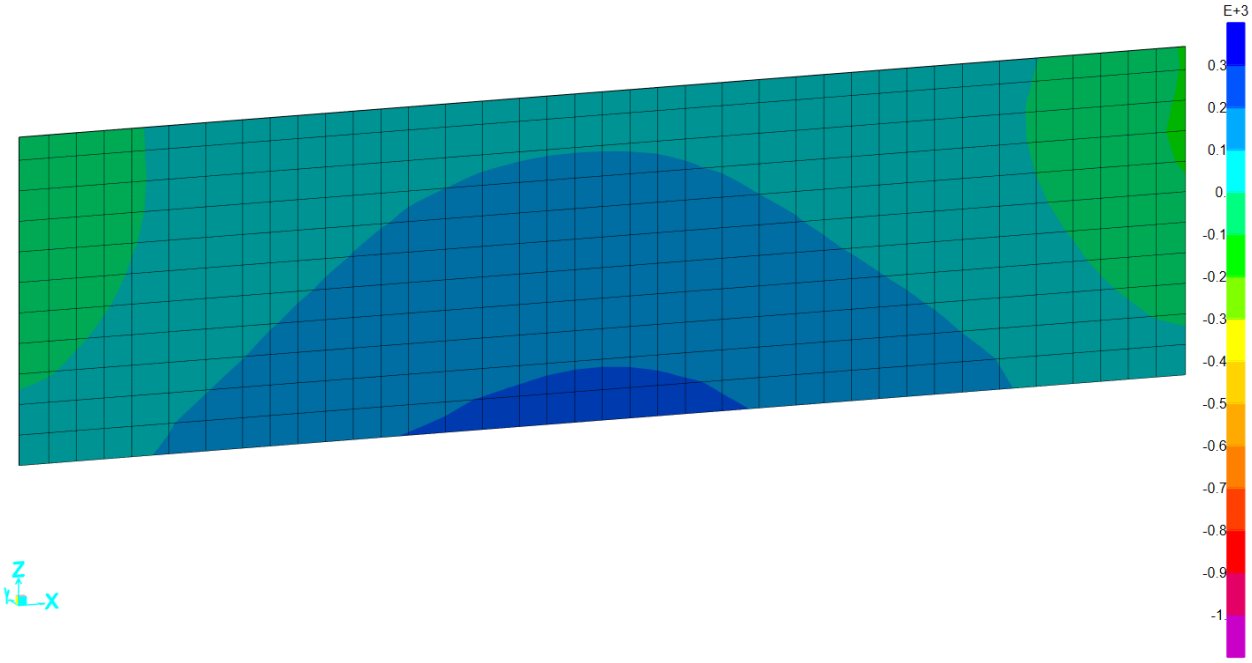



**Figura 118: Taglio nel piano verticale – SLE frequente**

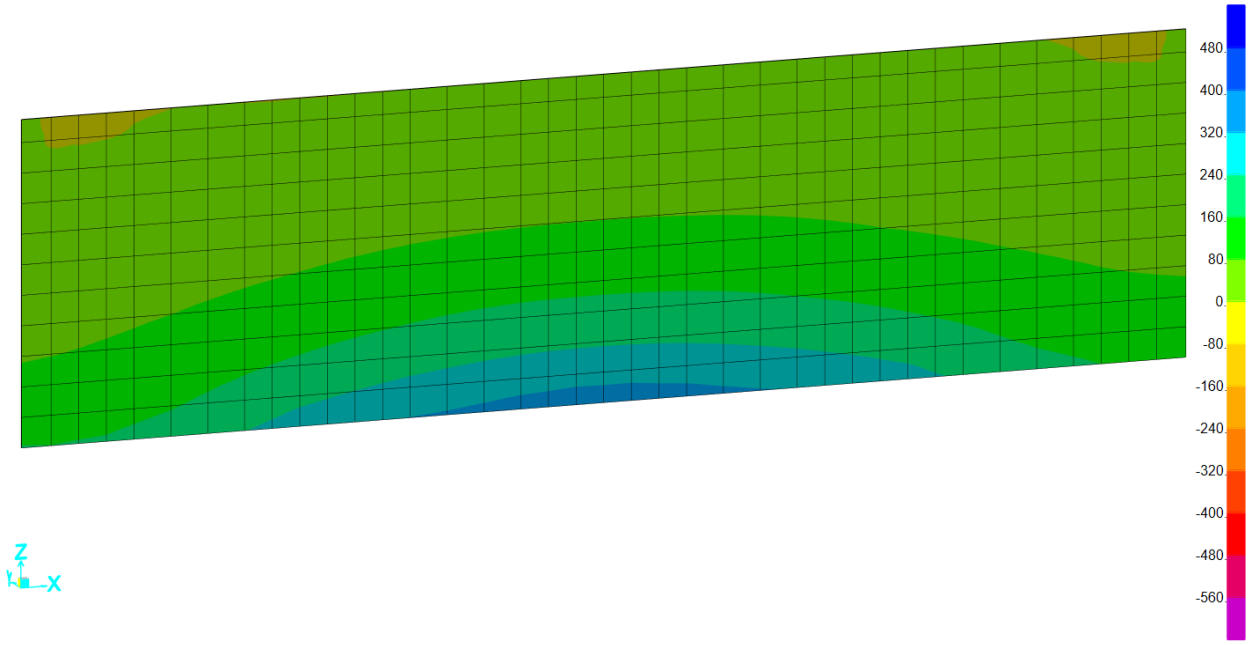



**Figura 119: Momento nel piano verticale – SLE quasi permanente**

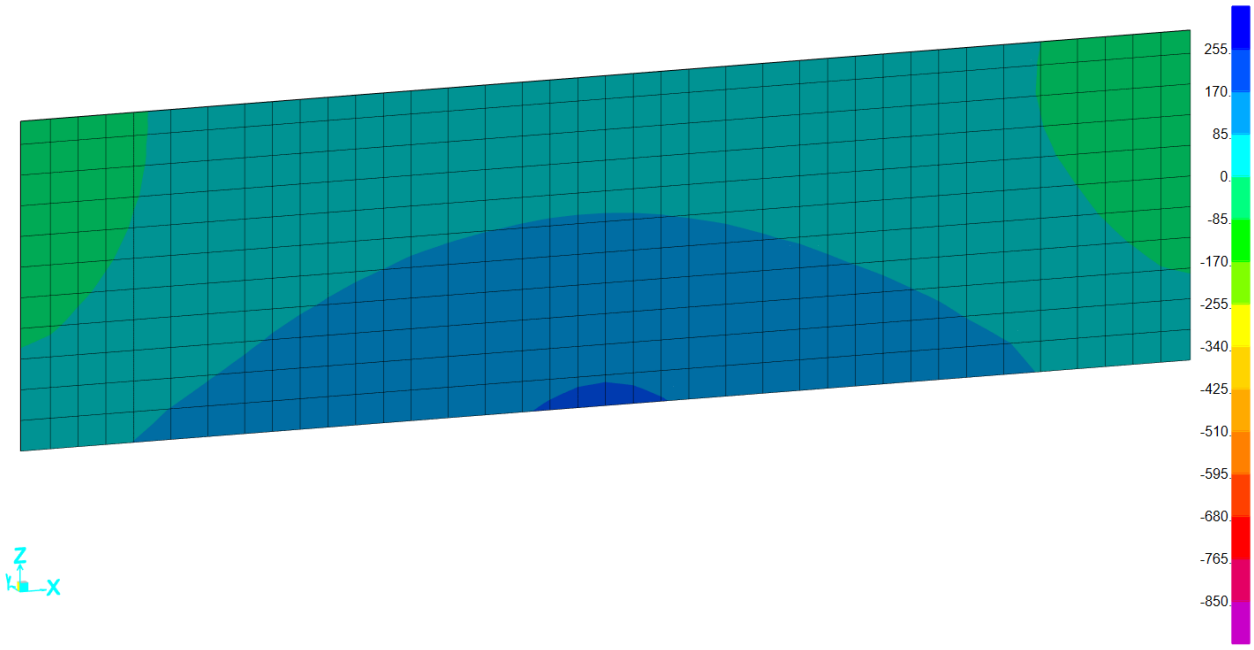



**Figura 120: Taglio nel piano verticale – SLE quasi permanente**

### *14.4.2. Verifiche nella sezione alla base del muro*

Si riportano le verifiche della sezione alla base del muro, eseguite tramite apposito foglio di calcolo.

**Calcolo Sollecitazioni Muro Frontale**

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Riferimento sezione** | **1** | **m** | | | | | | |
| **Sollecitazioni a h =** | **5.75** | **dall'alto** | V. Caratt. | SLU A1 + M1 | SLE CHR | SLE FREQ | SLE Q.P. | SLV |
| **Sforzo normale agente** | | **$N_{Ed}$** | | **-186.50 kN** | **-186.50 kN** | **-186.50 kN** | **-186.50 kN** | **-186.50 kN** |
| **Taglio agente** | | **$V_{Ed}$** | | **355.00 kN** | | | | **255.00 kN** |
| **Momento flettente agente** | | **$M_{Ed}$** | | **735.00 kNm** | **550.00 kNm** | **475.00 kNm** | **360.00 kNm** | **475.00 kNm** |

**Caratteristiche meccaniche dei materiali**

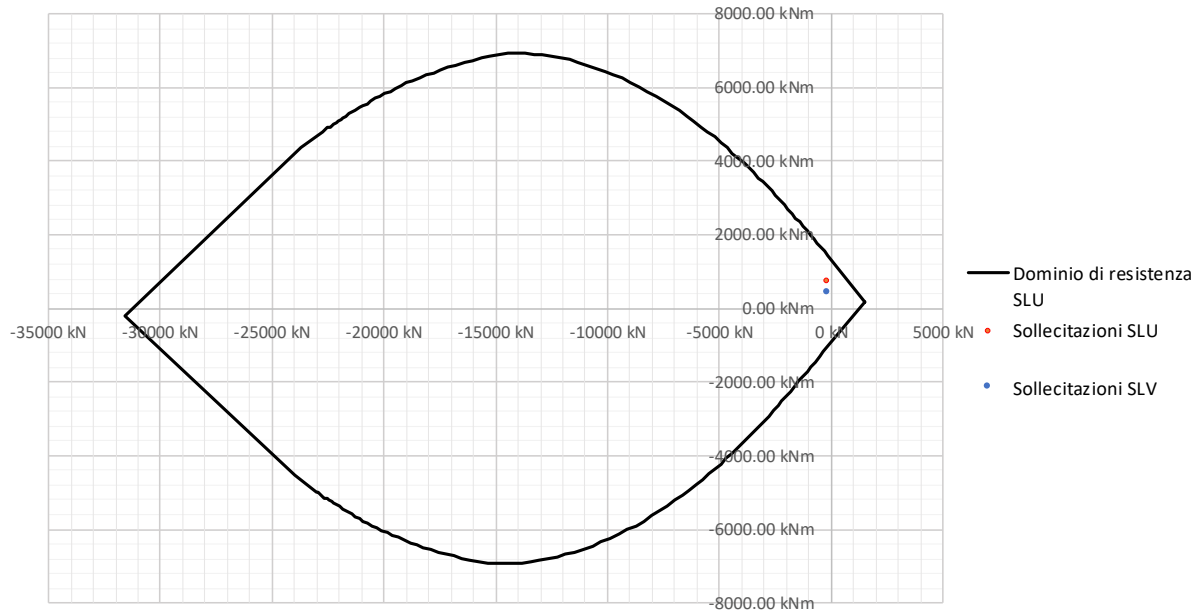
| | $f_k$ | $\gamma_M$ | α | $f_d$ | E |
|---|---|---|---|---|---|
| Acciaio da armatura | **450 MPa** | 1.15 | | 391.3 MPa | 200000 MPa |
| Calcestruzzo | 33.20 MPa | 1.5 | 0.85 | 18.81 MPa | 33643 MPa |

**Armatura di progetto**

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Pos.1 | **ϕ 24** | passo | **20 cm** | + | **ϕ 0** | passo | **20 cm** |
| Pos.2 | **ϕ 20** | passo | **20 cm** | + | **ϕ 0** | passo | **20 cm** |
| Staffe | **ϕ 12** | passo | **33 cm** | Bracci | **3** | | |
| Copriferro netto | **72 mm** | | | | | | |

**SLU / SLV - Verifica a presso-flessione**

| h | b | c | d | $A_s$ | d' | $A'_s$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1600 mm | 1000 mm | 72 mm | 1516 mm | 2262 mm² | 82 mm | 1571 mm² |




| | $N_{Ed}$ | $N_{Rd}$ | $M_{Ed}$ | $M_{Rd}$ | ρ |
|---|---|---|---|---|---|
| SLU | -186.50 kN | -412.47 kN | 735.00 kNm | 1625.55 kNm | 0.45 |
| SLV | -186.50 kN | -727.61 kN | 475.00 kNm | 1853.15 kNm | 0.26 |

**SLU / SLV - Verifica a taglio**

| h | $b_w$ | d | k | $A_{sl}$ | $\rho_l$ | $\gamma_c$ | $\sigma_{cp}$ | $v_{min}$ | | $V_{Rd}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1600 mm | 1000 mm | 1516 mm | 1.36 | 2262 mm² | 0.001 | 1.5 | 0.00 MPa | 0.321 | ✓ | 486.6 kN |
| $A_{sw}$ | $A_{sw}/s$ | $\alpha_c$ | α [°] | θ [°] | cotg(α) | cotg(α) | $V_{Rsd}$ | $V_{Rcd}$ | | $V_{Rd}$ |
| 339 mm² | 1.03 mm | 1.00 | **90** | **45** | 0.0 | 1.0 | 548.9 kN | 6417.2 kN | ✓ | 548.9 kN |

**SLE - Limitazione tensioni**

| h | b | c | d | $A_s$ | d' | $A'_s$ | n |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1600 mm | 1000 mm | 72 mm | 1516 mm | 2262 mm² | 82 mm | 1571 mm² | **15.0** |

**Combinazione caratteristica**

| N | M | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ |
|---|---|---|---|
| -186.50 kN | 550.00 kNm | 2.6 MPa | 132.6 MPa |
| Valori massimi ammissibili | | 19.9 MPa | 313.0 MPa |

**Combinazione quasi permanente**

| N | M | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ |
|---|---|---|---|
| -186.50 kN | 360.00 kNm | 1.68 MPa | 74.30 MPa |
| Valori massimi ammissibili | | 14.9 MPa | 313.0 MPa |

**SLE - Verifiche a fessurazione**

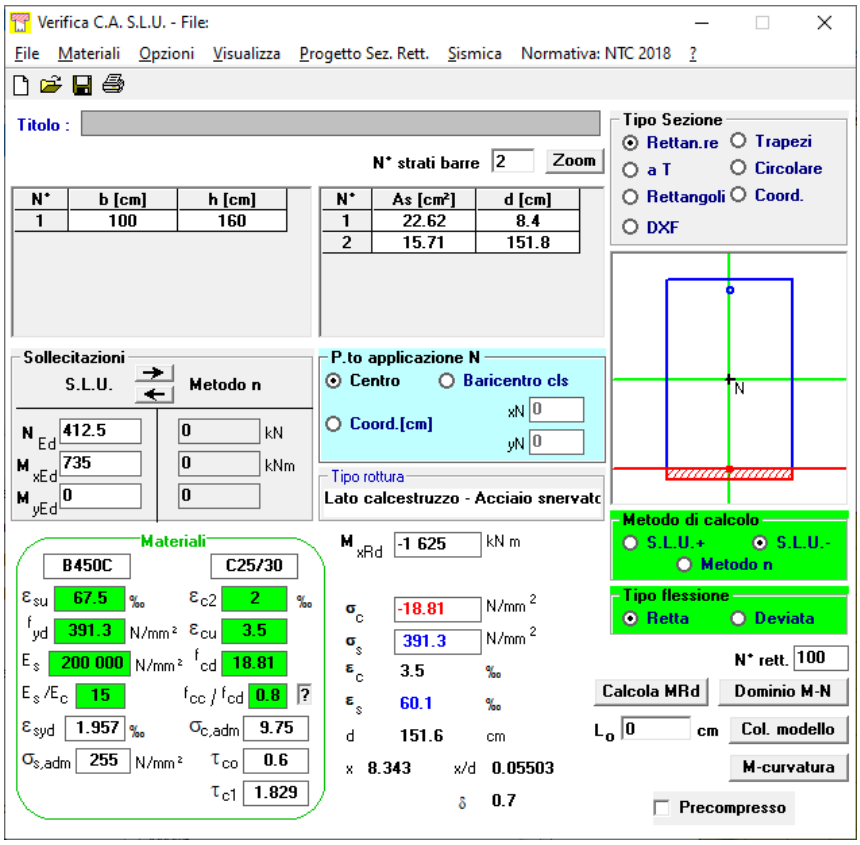
**Combinazione Frequente, $w_i$ = 0.3 mm**

| $\sigma_s$ | $\alpha_e$ | $A_s$ | h | $b_w$ | d | x | $A_{c,ef}$ | $\rho_{eff}$ | Tipo carico |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 109.5 MPa | 5.9 | 2262 mm² | 1600 mm | 1000 mm | 1516 mm | 354 mm | 210000 mm² | 0.0108 | **Lunga durata** |
| $k_t$ | $f_{ctm}$ | $\varepsilon_{sm}$ | $k_1$ | $k_2$ | $k_3$ | $k_4$ | $\phi_{eq}$ | $\Delta_{sm}$ | $w_k$ |
| 0.4 | 3.10 MPa | 0.00033 | 0.8 | 0.5 | 3.4 | 0.425 | ϕ 24.00 | 367 mm | 0.205 mm |

**Combinazione quasi permanente, $w_i$ = 0.2 mm**

| $\sigma_s$ | $\alpha_e$ | $A_s$ | h | $b_w$ | d | x | $A_{c,ef}$ | $\rho_{eff}$ | Tipo carico |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 74.3 MPa | 5.9 | 2262 mm² | 1600 mm | 1000 mm | 1516 mm | 384 mm | 210000 mm² | 0.0108 | **Lunga durata** |
| $k_t$ | $f_{ctm}$ | $\varepsilon_{sm}$ | $k_1$ | $k_2$ | $k_3$ | $k_4$ | $\phi_{eq}$ | $\Delta_{sm}$ | $w_k$ |
| 0.4 | 3.10 MPa | 0.00022 | 0.8 | 0.5 | 3.4 | 0.425 | ϕ 24.00 | 367 mm | 0.139 mm |

Si riporta inoltre, a validazione del foglio di calcolo e a titolo esemplificativo, la resistenza a flessione della sezione considerata con $N = N_{Rd} = 412.5\ kN$ tramite VCA SLU



### *14.4.3. Verifiche nella sezione 2*

Si riportano le verifiche della sezione a 1 metro dalla base del muro, dove l'armatura longitudinale tesa passa da $\phi 24/20$ a $\phi 20/20$, eseguite tramite apposito foglio di calcolo.

**Calcolo Sollecitazioni Muro Frontale**

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Riferimento sezione** | **1** | **m** | | | | | | |
| **Sollecitazioni a h =** | **4.75** | **dall'alto** | V. Caratt. | SLU A1 + M1 | SLE CHR | SLE FREQ | SLE Q.P. | SLV |
| **Sforzo normale agente** | | **$N_{Ed}$** | | **-146.50 kN** | **-146.50 kN** | **-146.50 kN** | **-146.50 kN** | **-146.50 kN** |
| **Taglio agente** | | **$V_{Ed}$** | | **300.00 kN** | | | | **210.00 kN** |
| **Momento flettente agente** | | **$M_{Ed}$** | | **490.00 kNm** | **365.00 kNm** | **310.00 kNm** | **235.00 kNm** | **290.00 kNm** |

**Caratteristiche meccaniche dei materiali**

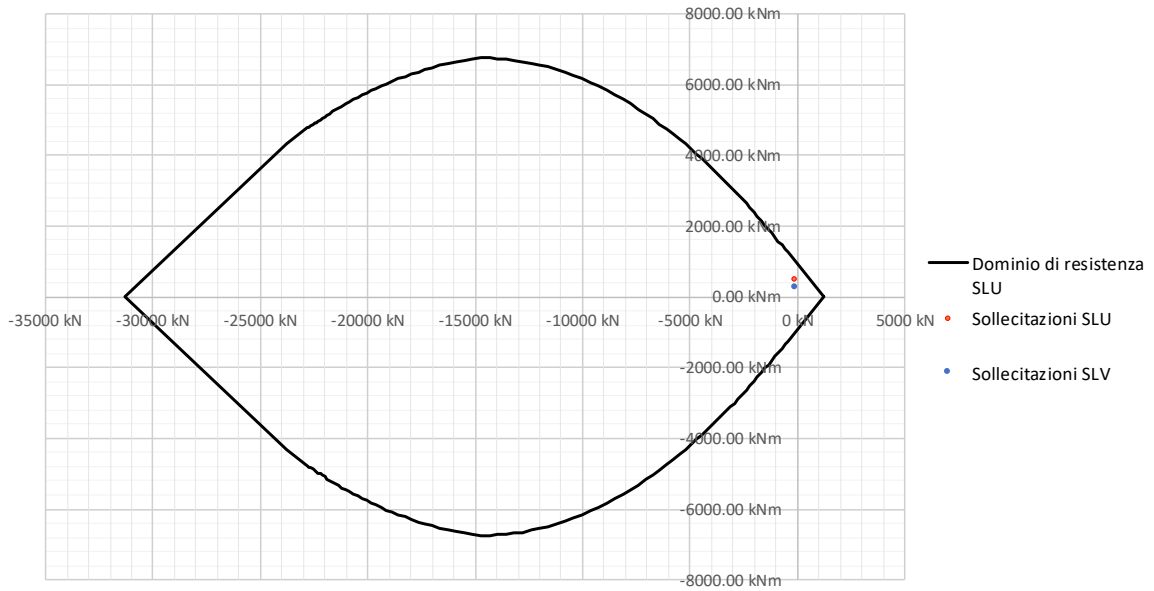
| | $f_k$ | $\gamma_M$ | α | $f_d$ | E |
|---|---|---|---|---|---|
| Acciaio da armatura | **450 MPa** | 1.15 | | 391.3 MPa | 200000 MPa |
| Calcestruzzo | 33.20 MPa | 1.5 | 0.85 | 18.81 MPa | 33643 MPa |

**Armatura di progetto**

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Pos.1 | **ϕ 20** | passo | **20 cm** | + | **ϕ 0** | passo | **20 cm** |
| Pos.2 | **ϕ 20** | passo | **20 cm** | + | **ϕ 0** | passo | **20 cm** |
| Staffe | **ϕ 12** | passo | **33 cm** | Bracci | **3** | | |
| Copriferro netto | | **72 mm** | | | | | |

**SLU / SLV - Verifica a presso-flessione**

| h | b | c | d | $A_s$ | d' | $A'_s$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1600 mm | 1000 mm | 72 mm | 1518 mm | 1571 mm² | 82 mm | 1571 mm² |




| | $N_{Ed}$ | $N_{Rd}$ | $M_{Ed}$ | $M_{Rd}$ | ρ |
|---|---|---|---|---|---|
| SLU | -146.50 kN | -357.27 kN | 490.00 kNm | 1194.96 kNm | 0.41 |
| SLV | -146.50 kN | -747.68 kN | 290.00 kNm | 1480.04 kNm | 0.20 |

**SLU / SLV - Verifica a taglio**

| h | $b_w$ | d | k | $A_{sl}$ | $\rho_l$ | $\gamma_c$ | $\sigma_{cp}$ | $v_{min}$ | | $V_{Rd}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1600 mm | 1000 mm | 1518 mm | 1.36 | 1571 mm² | 0.001 | 1.5 | 0.00 MPa | 0.321 | ✓ | 487.1 kN |
| $A_{sw}$ | $A_{sw}/s$ | $\alpha_c$ | α [°] | θ [°] | cotg(α) | cotg(α) | $V_{Rsd}$ | $V_{Rcd}$ | | $V_{Rd}$ |
| 339 mm² | 1.03 mm | 1.00 | **90** | **45** | 0.0 | 1.0 | 549.7 kN | 6425.7 kN | ✓ | 549.7 kN |

**SLE - Limitazione tensioni**

| h | b | c | d | $A_s$ | d' | $A'_s$ | n |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1600 mm | 1000 mm | 72 mm | 1518 mm | 1571 mm² | 82 mm | 1571 mm² | **15.0** |

**Combinazione caratteristica**

| N | M | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ |
|---|---|---|---|
| -146.50 kN | 365.00 kNm | 2.0 MPa | 117.7 MPa |
| Valori massimi ammissibili | | 19.9 MPa | 313.0 MPa |

**Combinazione quasi permanente**

| N | M | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ |
|---|---|---|---|
| -146.50 kN | 235.00 kNm | 1.24 MPa | 61.08 MPa |
| Valori massimi ammissibili | | 14.9 MPa | 313.0 MPa |

**SLE - Verifiche a fessurazione**

**Combinazione Frequente, $w_i$ = 0.3 mm**

| $\sigma_s$ | $\alpha_e$ | $A_s$ | h | $b_w$ | d | x | $A_{c,ef}$ | $\rho_{eff}$ | Tipo carico |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 93.6 MPa | 5.9 | 1571 mm² | 1600 mm | 1000 mm | 1518 mm | 319 mm | 205000 mm² | 0.0077 | **Lunga durata** |
| $k_t$ | $f_{ctm}$ | $\varepsilon_{sm}$ | $k_1$ | $k_2$ | $k_3$ | $k_4$ | $\phi_{eq}$ | $\Delta_{sm}$ | $w_k$ |
| 0.4 | 3.10 MPa | 0.00028 | 0.8 | 0.5 | 3.4 | 0.425 | ϕ 20.00 | 405 mm | 0.193 mm |

**Combinazione quasi permanente, $w_i$ = 0.2 mm**

| $\sigma_s$ | $\alpha_e$ | $A_s$ | h | $b_w$ | d | x | $A_{c,ef}$ | $\rho_{eff}$ | Tipo carico |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 61.1 MPa | 5.9 | 1571 mm² | 1600 mm | 1000 mm | 1518 mm | 355 mm | 205000 mm² | 0.0077 | **Lunga durata** |
| $k_t$ | $f_{ctm}$ | $\varepsilon_{sm}$ | $k_1$ | $k_2$ | $k_3$ | $k_4$ | $\phi_{eq}$ | $\Delta_{sm}$ | $w_k$ |
| 0.4 | 3.10 MPa | 0.00018 | 0.8 | 0.5 | 3.4 | 0.425 | ϕ 20.00 | 405 mm | 0.126 mm |

## 14.5. Verifica del muro andatore

### *14.5.1. Diagrammi delle sollecitazioni*

Si riportano nel seguito i diagrammi delle sollecitazioni ricavati dal programma di calcolo.

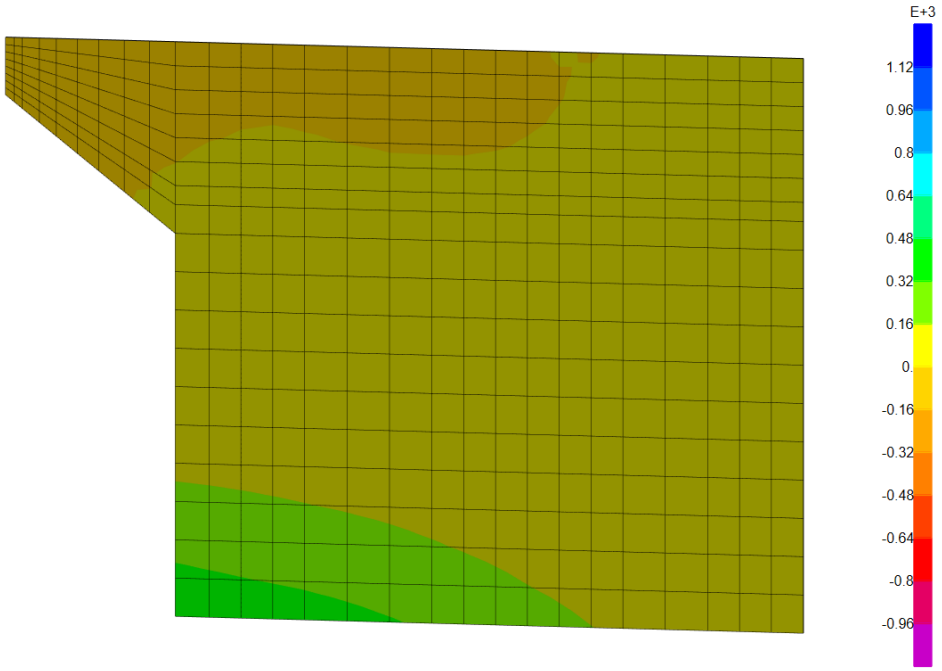



**Figura 121: Momento nel piano verticale allo stato limite ultimo**

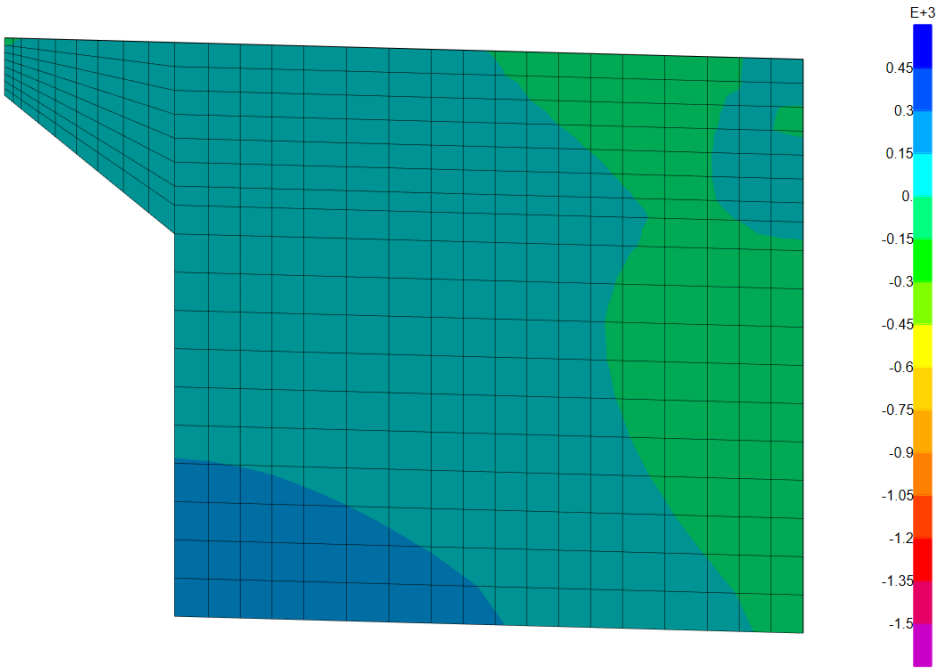



**Figura 122: Taglio nel piano verticale allo stato limite ultimo**

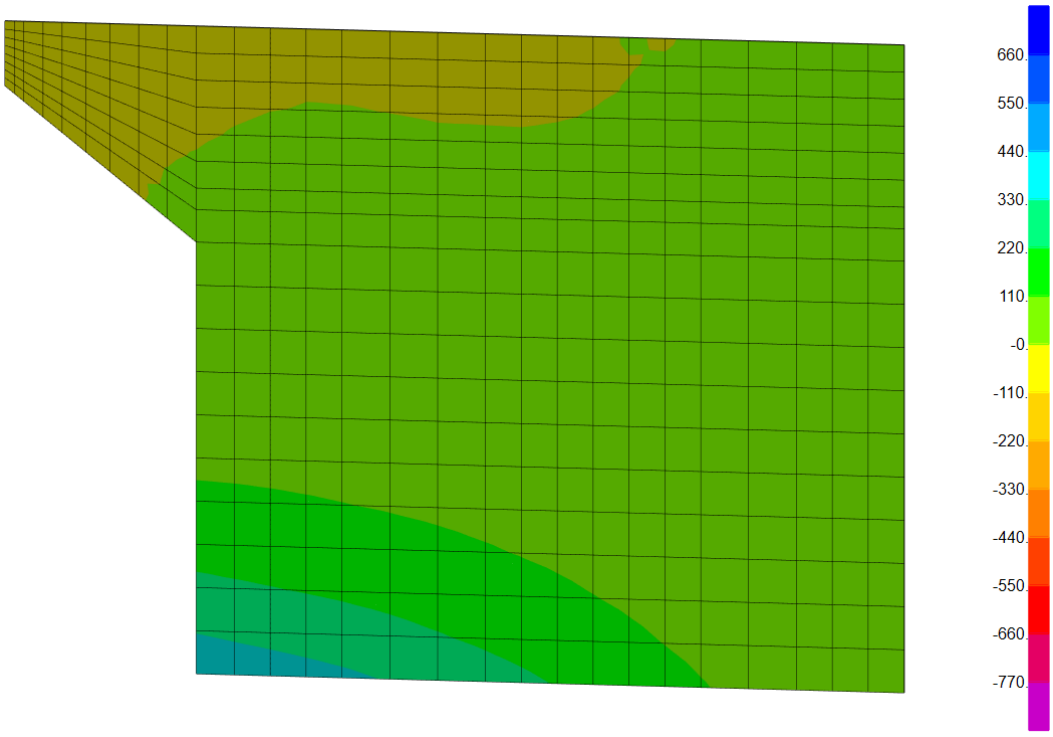



**Figura 123: Momento nel piano verticale - SLV**

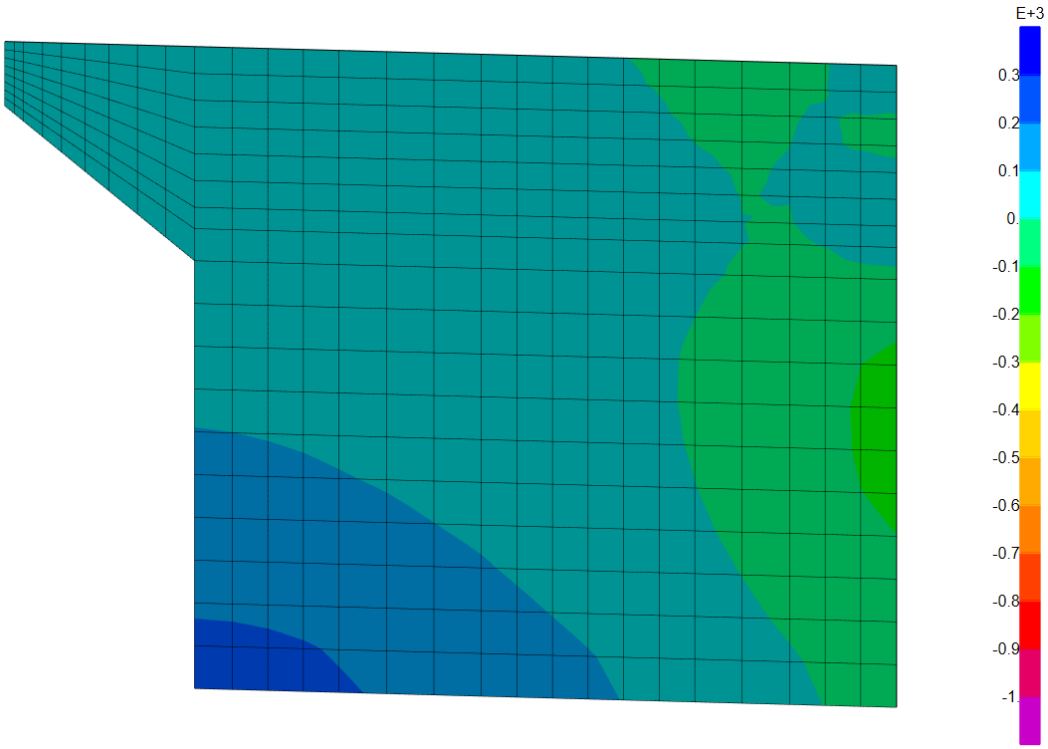



**Figura 124: Taglio nel piano verticale - SLV**

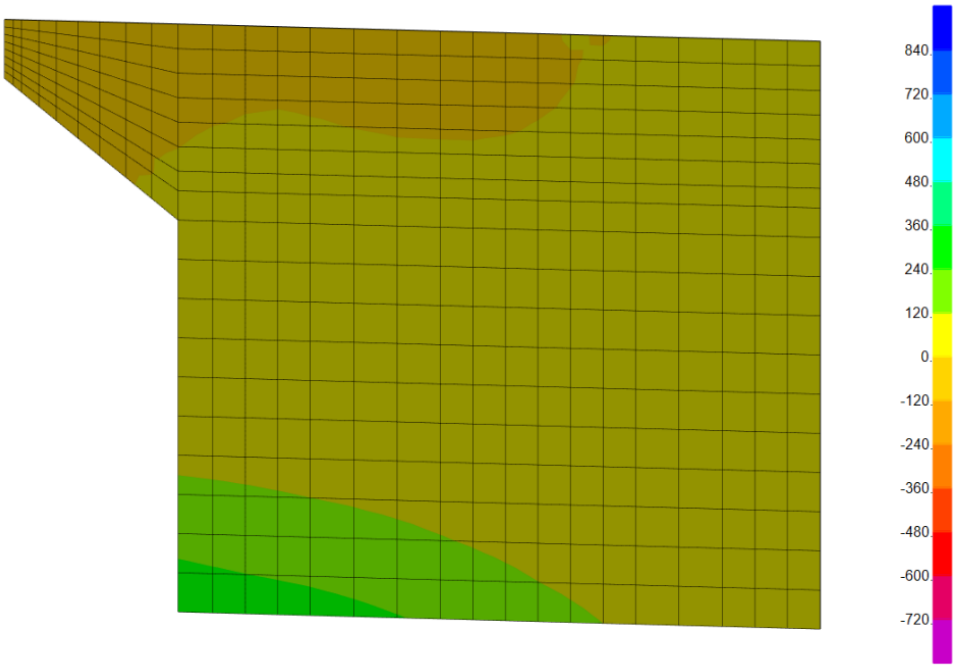



**Figura 125: Momento nel piano verticale – SLE caratteristica**

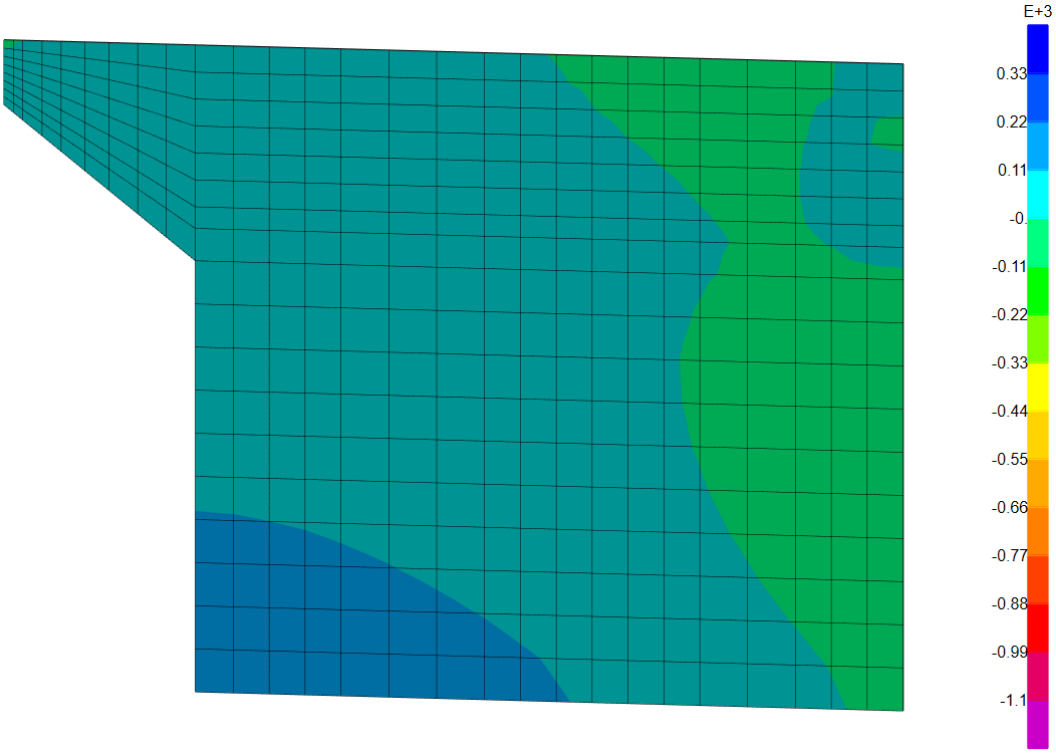



**Figura 126: Taglio nel piano verticale – SLE caratteristica**

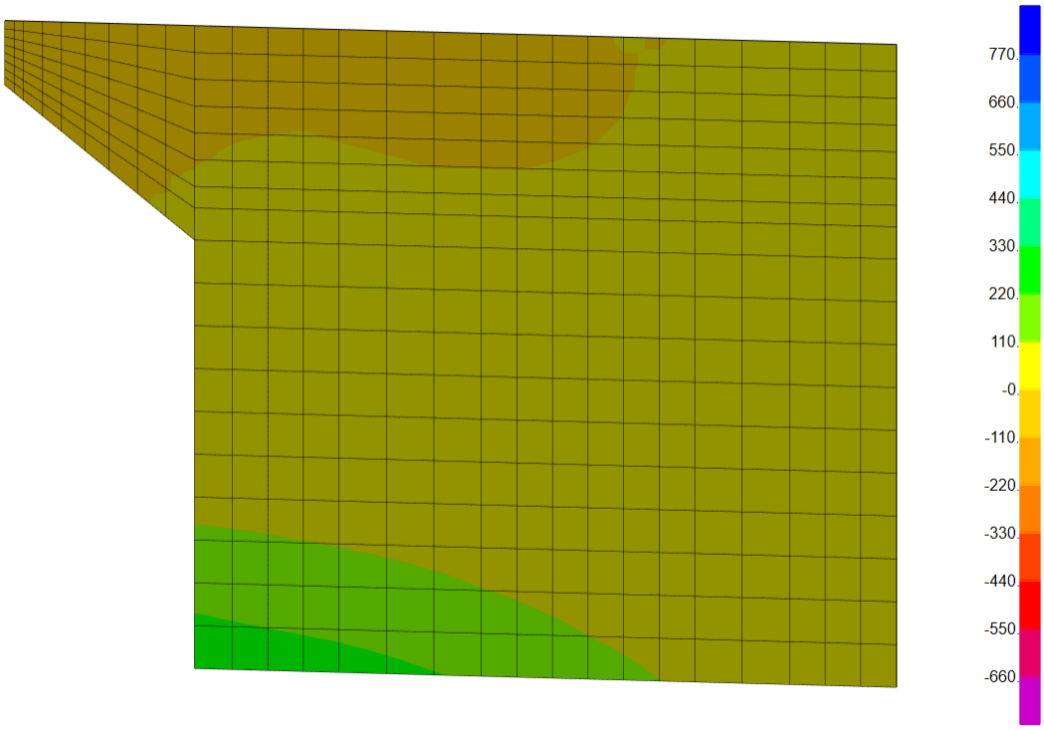



**Figura 127: Momento nel piano verticale – SLE frequente**

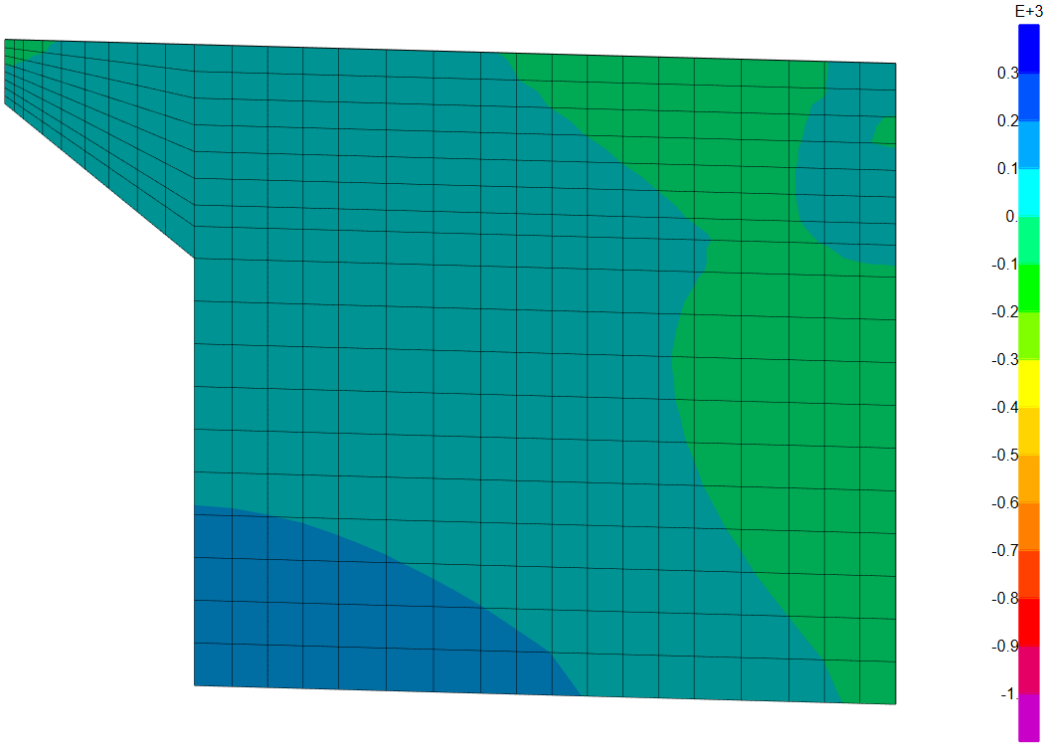



**Figura 128: Taglio nel piano verticale – SLE frequente**

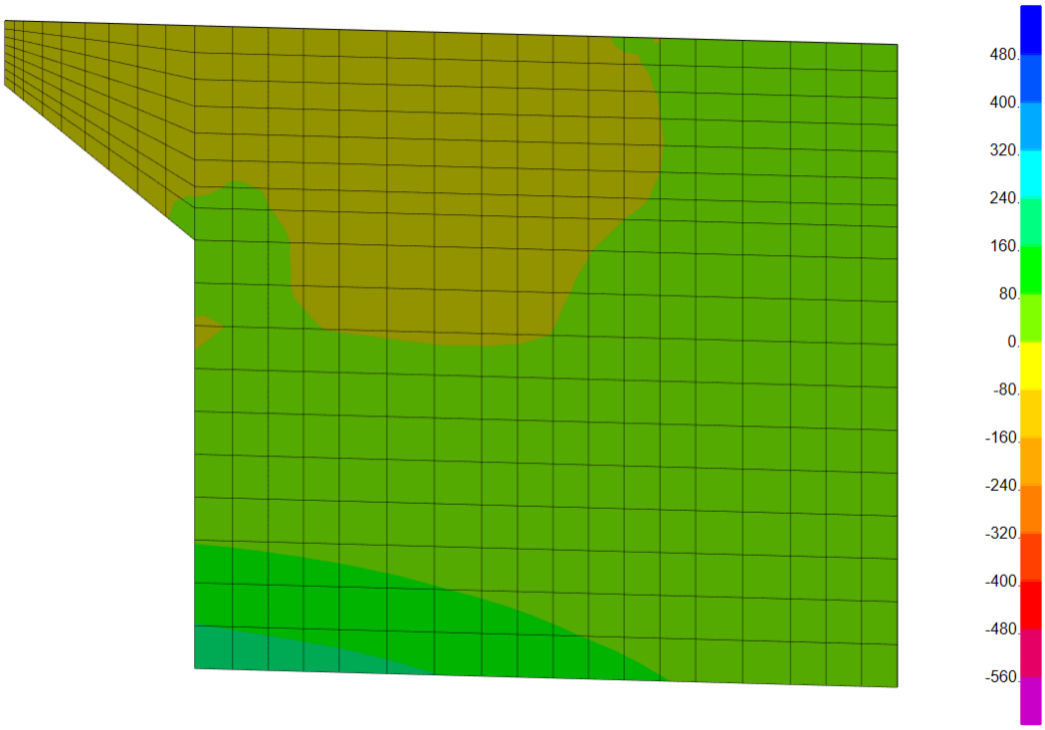



**Figura 129: Momento nel piano verticale – SLE quasi permanente**

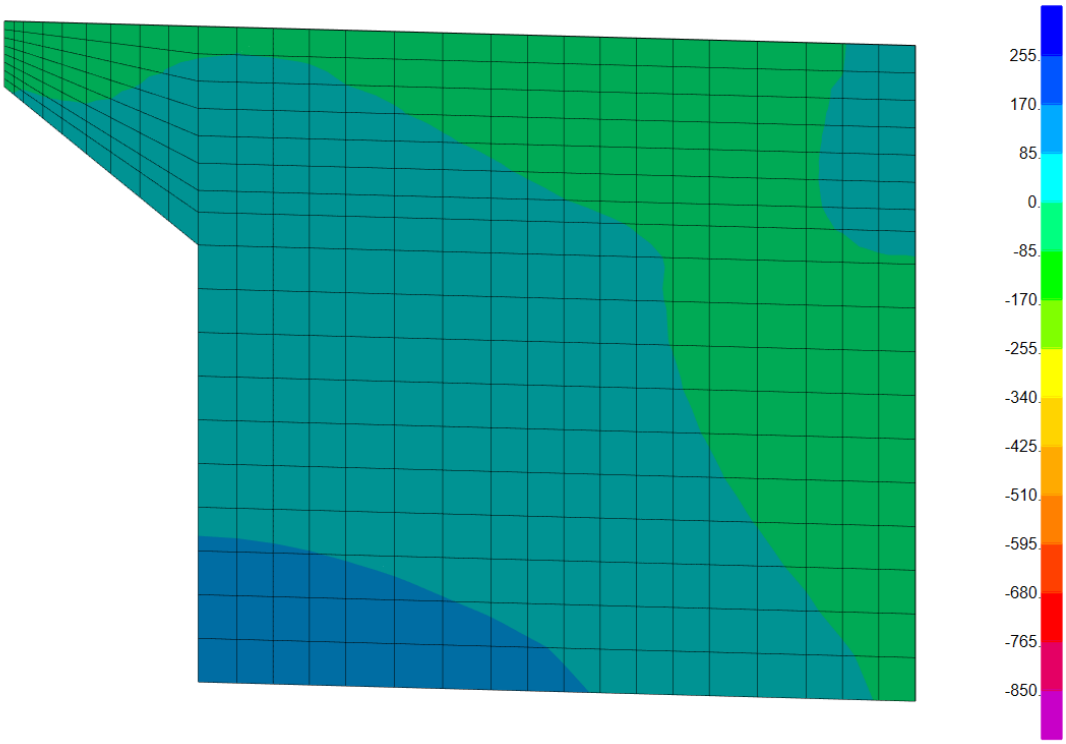



**Figura 130: Taglio nel piano verticale – SLE quasi permanente**

### *14.5.2. Verifiche nella sezione alla base del muro*

Si riportano le verifiche della sezione alla base del muro, eseguite tramite apposito foglio di calcolo.

**Calcolo Sollecitazioni muro andatore**

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Riferimento sezione** | **1** | **m** | | | | | | |
| **Sollecitazioni a h =** | **6** | **dall'alto** | V. Caratt. | SLU A1 + M1 | SLE CHR | SLE FREQ | SLE Q.P. | SLV |
| **Sforzo normale agente** | | $N_{Ed}$ | | **-90.00 kN** | **-90.00 kN** | **-90.00 kN** | **-90.00 kN** | **-90.00 kN** |
| **Taglio agente** | | $V_{Ed}$ | | **270.00 kN** | | | | **240.00 kN** |
| **Momento flettente agente** | | $M_{Ed}$ | | **465.00 kNm** | **345.00 kNm** | **315.00 kNm** | **220.00 kNm** | **420.00 kNm** |

**Caratteristiche meccaniche dei materiali**

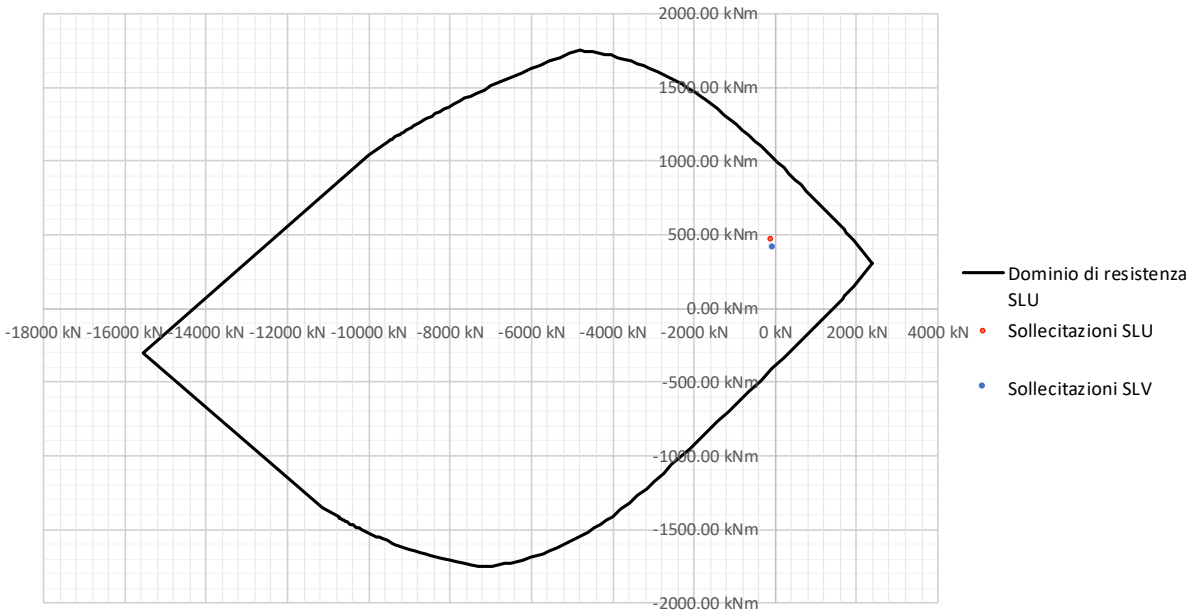
| | $f_k$ | $\gamma_M$ | α | $f_d$ | E |
|---|---|---|---|---|---|
| Acciaio da armatura | **450 MPa** | 1.15 | | 391.3 MPa | 200000 MPa |
| Calcestruzzo | 33.20 MPa | 1.5 | 0.85 | 18.81 MPa | 33643 MPa |

**Armatura di progetto**

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Pos.1 | **ϕ 24** | passo | **10 cm** | + | **ϕ 0** | passo | **20 cm** |
| Pos.2 | **ϕ 20** | passo | **20 cm** | + | **ϕ 0** | passo | **20 cm** |
| Staffe | **ϕ 12** | passo | **33 cm** | Bracci | **3** | | |
| Copriferro netto | **72 mm** | | | | | | |

**SLU / SLV - Verifica a presso-flessione**

| h | b | c | d | $A_s$ | d' | $A'_s$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 700 mm | 1000 mm | 72 mm | 616 mm | 4524 mm² | 82 mm | 1571 mm² |




| | $N_{Ed}$ | $N_{Rd}$ | $M_{Ed}$ | $M_{Rd}$ | ρ |
|---|---|---|---|---|---|
| SLU | -90.00 kN | -205.34 kN | 465.00 kNm | 1060.93 kNm | 0.44 |
| SLV | -90.00 kN | -228.64 kN | 420.00 kNm | 1067.00 kNm | 0.39 |

**SLU / SLV - Verifica a taglio**

| h | $b_w$ | d | k | $A_{sl}$ | $\rho_l$ | $\gamma_c$ | $\sigma_{cp}$ | $v_{min}$ | $V_{Rd}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 700 mm | 1000 mm | 616 mm | 1.57 | 4524 mm² | 0.007 | 1.5 | 0.00 MPa | 0.397 | 336.5 kN |

**SLE - Limitazione tensioni**

| h | b | c | d | $A_s$ | d' | $A'_s$ | n |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 700 mm | 1000 mm | 72 mm | 616 mm | 4524 mm² | 82 mm | 1571 mm² | **15.0** |

**Combinazione caratteristica**

| N | M | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ |
|---|---|---|---|
| -90.00 kN | 345.00 kNm | 5.2 MPa | 131.5 MPa |
| Valori massimi ammissibili | | 19.9 MPa | 313.0 MPa |

**Combinazione quasi permanente**

| N | M | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ |
|---|---|---|---|
| -90.00 kN | 220.00 kNm | 3.38 MPa | 80.64 MPa |
| Valori massimi ammissibili | | 14.9 MPa | 313.0 MPa |

**SLE - Verifiche a fessurazione**

**Combinazione Frequente, $w_i$ = 0.3 mm**

| $\sigma_s$ | $\alpha_e$ | $A_s$ | h | $b_w$ | d | x | $A_{c,ef}$ | $\rho_{eff}$ | Tipo carico |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 119.3 MPa | 5.9 | 4524 mm² | 700 mm | 1000 mm | 616 mm | 232 mm | 156044 mm² | 0.0290 | **Lunga durata** |
| $k_t$ | $f_{ctm}$ | $\varepsilon_{sm}$ | $k_1$ | $k_2$ | $k_3$ | $k_4$ | $\phi_{eq}$ | $\Delta_{sm}$ | $w_k$ |
| 0.4 | 3.10 MPa | 0.00036 | 0.8 | 0.5 | 3.4 | 0.425 | ϕ 24.00 | 227 mm | 0.138 mm |

**Combinazione quasi permanente, $w_i$ = 0.2 mm**

| $\sigma_s$ | $\alpha_e$ | $A_s$ | h | $b_w$ | d | x | $A_{c,ef}$ | $\rho_{eff}$ | Tipo carico |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 80.6 MPa | 5.9 | 4524 mm² | 700 mm | 1000 mm | 616 mm | 238 mm | 154018 mm² | 0.0294 | **Lunga durata** |
| $k_t$ | $f_{ctm}$ | $\varepsilon_{sm}$ | $k_1$ | $k_2$ | $k_3$ | $k_4$ | $\phi_{eq}$ | $\Delta_{sm}$ | $w_k$ |
| 0.4 | 3.10 MPa | 0.00024 | 0.8 | 0.5 | 3.4 | 0.425 | ϕ 24.00 | 226 mm | 0.093 mm |

### *14.5.3. Verifiche nella sezione 2*

Si riportano le verifiche della sezione a 2 metri dalla base del muro, dove l'armatura longitudinale tesa passa da $\phi 24/10$ a $\phi 16/10$, eseguite tramite apposito foglio di calcolo.

**Calcolo Sollecitazioni muro andatore**

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Riferimento sezione** | **1** | **m** | | | | | | |
| **Sollecitazioni a h =** | **4** | **dall'alto** | V. Caratt. | SLU A1 + M1 | SLE CHR | SLE FREQ | SLE Q.P. | SLV |
| **Sforzo normale agente** | | $N_{Ed}$ | | **-55.00 kN** | **-55.00 kN** | **-55.00 kN** | **-55.00 kN** | **-55.00 kN** |
| **Taglio agente** | | $V_{Ed}$ | | **130.00 kN** | | | | **120.00 kN** |
| **Momento flettente agente** | | $M_{Ed}$ | | **90.00 kNm** | **65.00 kNm** | **55.00 kNm** | **25.00 kNm** | **90.00 kNm** |

**Caratteristiche meccaniche dei materiali**

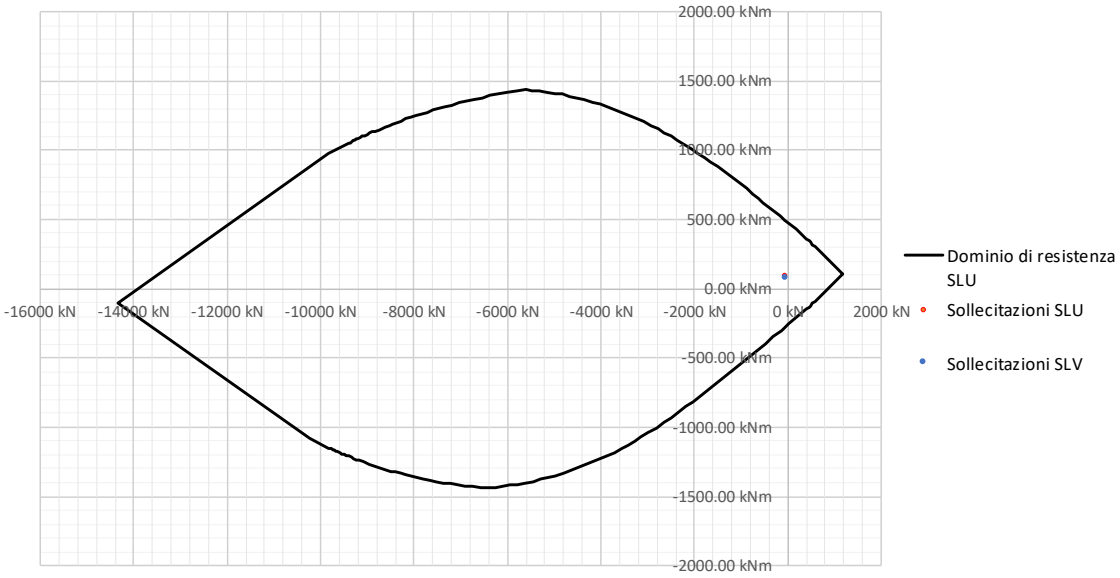
| | $f_k$ | $\gamma_M$ | α | $f_d$ | E |
|---|---|---|---|---|---|
| Acciaio da armatura | **450 MPa** | 1.15 | | 391.3 MPa | 200000 MPa |
| Calcestruzzo | 33.20 MPa | 1.5 | 0.85 | 18.81 MPa | 33643 MPa |

**Armatura di progetto**

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Pos.1 | **ϕ 16** | passo | **10 cm** | + | **ϕ 0** | passo | **20 cm** |
| Pos.2 | **ϕ 16** | passo | **20 cm** | + | **ϕ 0** | passo | **20 cm** |
| Staffe | **ϕ 12** | passo | **33 cm** | Bracci | **3** | | |
| Copriferro netto | | **72 mm** | | | | | |

**SLU / SLV - Verifica a presso-flessione**

| h | b | c | d | $A_s$ | d' | $A'_s$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 700 mm | 1000 mm | 72 mm | 620 mm | 2011 mm² | 80 mm | 1005 mm² |




| | $N_{Ed}$ | $N_{Rd}$ | $M_{Ed}$ | $M_{Rd}$ | ρ |
|---|---|---|---|---|---|
| SLU | -55.00 kN | -352.06 kN | 90.00 kNm | 576.10 kNm | 0.16 |
| SLV | -55.00 kN | -352.06 kN | 90.00 kNm | 576.10 kNm | 0.16 |

**SLU / SLV - Verifica a taglio**

| h | $b_w$ | d | k | $A_{sl}$ | $\rho_l$ | $\gamma_c$ | $\sigma_{cp}$ | $v_{min}$ | | $V_{Rd}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 700 mm | 1000 mm | 620 mm | 1.57 | 2011 mm² | 0.003 | 1.5 | 0.00 MPa | 0.396 | ✓ | 257.6 kN |
| $A_{sw}$ | $A_{sw}/s$ | $\alpha_c$ | α [°] | θ [°] | cotg(α) | cotg(α) | $V_{Rsd}$ | $V_{Rcd}$ | | $V_{Rd}$ |
| 339 mm² | 1.03 mm | 1.00 | **90** | **45** | 0.0 | 1.0 | 224.5 kN | 2624.5 kN | ✓ | 224.5 kN |

**SLE - Limitazione tensioni**

| h | b | c | d | $A_s$ | d' | $A'_s$ | n |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 700 mm | 1000 mm | 72 mm | 620 mm | 2011 mm² | 80 mm | 1005 mm² | **15.0** |

**Combinazione caratteristica**

| N | M | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ |
|---|---|---|---|
| -55.00 kN | 65.00 kNm | 1.4 MPa | 44.4 MPa |
| Valori massimi ammissibili | | 19.9 MPa | 313.0 MPa |

**Combinazione quasi permanente**

| N | M | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ |
|---|---|---|---|
| -55.00 kN | 25.00 kNm | 0.52 MPa | 10.00 MPa |
| Valori massimi ammissibili | | 14.9 MPa | 313.0 MPa |

**SLE - Verifiche a fessurazione**

**Combinazione Frequente, $w_i$ = 0.3 mm**

| $\sigma_s$ | $\alpha_e$ | $A_s$ | h | $b_w$ | d | x | $A_{c,ef}$ | $\rho_{eff}$ | Tipo carico |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 35.6 MPa | 5.9 | 2011 mm² | 700 mm | 1000 mm | 620 mm | 202 mm | 165946 mm² | 0.0121 | **Lunga durata** |
| $k_t$ | $f_{ctm}$ | $\varepsilon_{sm}$ | $k_1$ | $k_2$ | $k_3$ | $k_4$ | $\phi_{eq}$ | $\Delta_{sm}$ | $w_k$ |
| 0.4 | 3.10 MPa | 0.00011 | 0.8 | 0.5 | 3.4 | 0.425 | ϕ 16.00 | 276 mm | 0.050 mm |

**Combinazione quasi permanente, $w_i$ = 0.2 mm**

| $\sigma_s$ | $\alpha_e$ | $A_s$ | h | $b_w$ | d | x | $A_{c,ef}$ | $\rho_{eff}$ | Tipo carico |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 10.0 MPa | 5.9 | 2011 mm² | 700 mm | 1000 mm | 620 mm | 270 mm | 143228 mm² | 0.0140 | **Lunga durata** |
| $k_t$ | $f_{ctm}$ | $\varepsilon_{sm}$ | $k_1$ | $k_2$ | $k_3$ | $k_4$ | $\phi_{eq}$ | $\Delta_{sm}$ | $w_k$ |
| 0.4 | 3.10 MPa | 0.00003 | 0.8 | 0.5 | 3.4 | 0.425 | ϕ 16.00 | 258 mm | 0.013 mm |

### *14.5.4. Verifiche nella sezione 3*

Si riportano le verifiche della sezione a 4 metri dalla base del muro, dove lo spessore diminuisce a 40 cm, eseguite tramite apposito foglio di calcolo.

**Calcolo Sollecitazioni muro andatore**

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Riferimento sezione** | **1** | **m** | | | | | | |
| **Sollecitazioni a h =** | **2** | **dall'alto** | V. Caratt. | SLU A1 + M1 | SLE CHR | SLE FREQ | SLE Q.P. | SLV |
| **Sforzo normale agente** | | **$N_{Ed}$** | | **-20.00 kN** | **-20.00 kN** | **-20.00 kN** | **-20.00 kN** | **-20.00 kN** |
| **Taglio agente** | | **$V_{Ed}$** | | **55.00 kN** | | | | **60.00 kN** |
| **Momento flettente agente** | | **$M_{Ed}$** | | **65.00 kNm** | **45.00 kNm** | **37.00 kNm** | **13.00 kNm** | **70.00 kNm** |

**Caratteristiche meccaniche dei materiali**

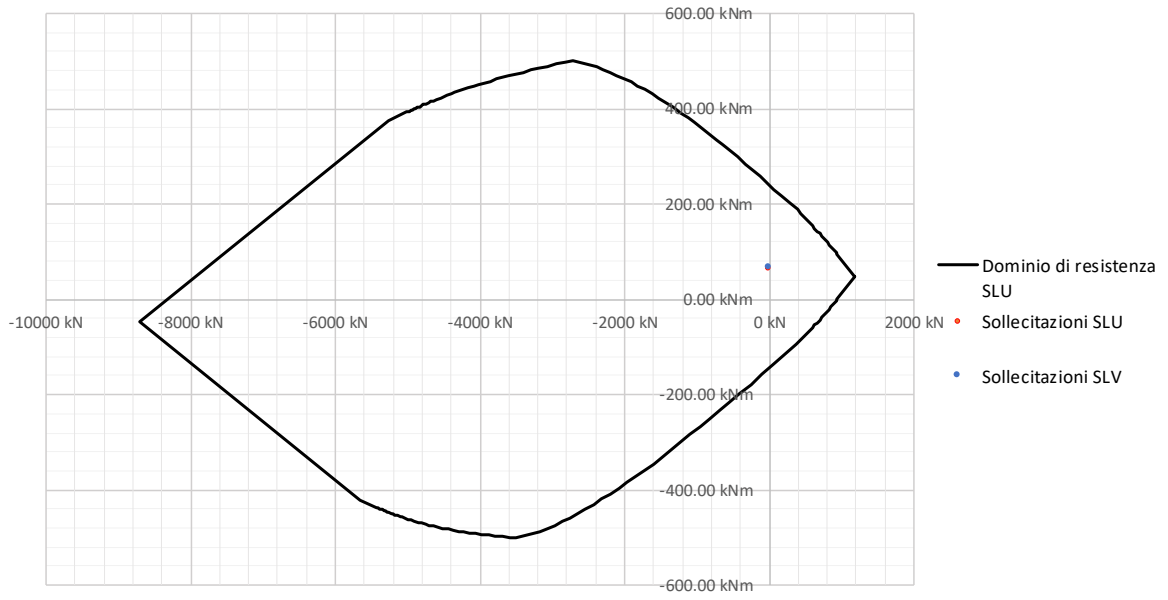
| | $f_k$ | $\gamma_M$ | α | $f_d$ | E |
|---|---|---|---|---|---|
| Acciaio da armatura | **450 MPa** | 1.15 | | 391.3 MPa | 200000 MPa |
| Calcestruzzo | 33.20 MPa | 1.5 | 0.85 | 18.81 MPa | 33643 MPa |

**Armatura di progetto**

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Pos.1 | **ϕ 16** | passo | **10 cm** | + | **ϕ 0** | passo | **20 cm** |
| Pos.2 | **ϕ 16** | passo | **20 cm** | + | **ϕ 0** | passo | **20 cm** |
| Staffe | **ϕ 12** | passo | **33 cm** | Bracci | **3** | | |
| Copriferro netto | | **72 mm** | | | | | |

**SLU / SLV - Verifica a presso-flessione**

| h | b | c | d | $A_s$ | d' | $A'_s$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 400 mm | 1000 mm | 72 mm | 320 mm | 2011 mm² | 80 mm | 1005 mm² |




| | $N_{Ed}$ | $N_{Rd}$ | $M_{Ed}$ | $M_{Rd}$ | ρ |
|---|---|---|---|---|---|
| SLU | -20.00 kN | -77.24 kN | 65.00 kNm | 251.03 kNm | 0.26 |
| SLV | -20.00 kN | -71.50 kN | 70.00 kNm | 250.26 kNm | 0.28 |

**SLU / SLV - Verifica a taglio**

| h | $b_w$ | d | k | $A_{sl}$ | $\rho_l$ | $\gamma_c$ | $\sigma_{cp}$ | $v_{min}$ | | $V_{Rd}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 400 mm | 1000 mm | 320 mm | 1.79 | 2011 mm² | 0.006 | 1.5 | 0.00 MPa | 0.483 | ✓ | 189.3 kN |
| $A_{sw}$ | $A_{sw}/s$ | $\alpha_c$ | α [°] | θ [°] | cotg(α) | cotg(α) | $V_{Rsd}$ | $V_{Rcd}$ | | $V_{Rd}$ |
| 339 mm² | 1.03 mm | 1.00 | **90** | **45** | 0.0 | 1.0 | 115.9 kN | 1354.6 kN | ✓ | 115.9 kN |

**SLE - Limitazione tensioni**

| h | b | c | d | $A_s$ | d' | $A'_s$ | n |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 400 mm | 1000 mm | 72 mm | 320 mm | 2011 mm² | 80 mm | 1005 mm² | **15.0** |

**Combinazione caratteristica**

| N | M | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ |
|---|---|---|---|
| -20.00 kN | 45.00 kNm | 2.8 MPa | 74.6 MPa |
| Valori massimi ammissibili | | 19.9 MPa | 313.0 MPa |

**Combinazione quasi permanente**

| N | M | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ |
|---|---|---|---|
| -20.00 kN | 13.00 kNm | 0.80 MPa | 17.99 MPa |
| Valori massimi ammissibili | | 14.9 MPa | 313.0 MPa |

**SLE - Verifiche a fessurazione**

**Combinazione Frequente, $w_i$ = 0.3 mm**

| $\sigma_s$ | $\alpha_e$ | $A_s$ | h | $b_w$ | d | x | $A_{c,ef}$ | $\rho_{eff}$ | Tipo carico |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 60.4 MPa | 5.9 | 2011 mm² | 400 mm | 1000 mm | 320 mm | 115 mm | 94879 mm² | 0.0212 | **Lunga durata** |
| $k_t$ | $f_{ctm}$ | $\varepsilon_{sm}$ | $k_1$ | $k_2$ | $k_3$ | $k_4$ | $\phi_{eq}$ | $\Delta_{sm}$ | $w_k$ |
| 0.4 | 3.10 MPa | 0.00018 | 0.8 | 0.5 | 3.4 | 0.425 | ϕ 16.00 | 220 mm | 0.068 mm |

**Combinazione quasi permanente, $w_i$ = 0.2 mm**

| $\sigma_s$ | $\alpha_e$ | $A_s$ | h | $b_w$ | d | x | $A_{c,ef}$ | $\rho_{eff}$ | Tipo carico |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 18.0 MPa | 5.9 | 2011 mm² | 400 mm | 1000 mm | 320 mm | 128 mm | 90532 mm² | 0.0222 | **Lunga durata** |
| $k_t$ | $f_{ctm}$ | $\varepsilon_{sm}$ | $k_1$ | $k_2$ | $k_3$ | $k_4$ | $\phi_{eq}$ | $\Delta_{sm}$ | $w_k$ |
| 0.4 | 3.10 MPa | 0.00005 | 0.8 | 0.5 | 3.4 | 0.425 | ϕ 16.00 | 216 mm | 0.020 mm |

## 14.6. Verifica del paraghiaia

### *14.6.1. Calcolo sollecitazioni*

Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato analiticamente, considerando un angolo di diffusione del carico di frenamento a 45° nel calcestruzzo.

| Calcolo Sollecitazioni paraghiaia | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Riferimento sezione | 1 | m | | | | | | |
| Sollecitazioni a h = | 1.45 | dall'alto | V. Caratt. | SLU A1 + M1 | SLE CHR | SLE FREQ | SLE Q.P. | SLV |
| Coeff. di spinta di progetto | | k | 0.426 | - | - | - | - | - |
| Peso proprio | | G | 10.00 kN/m | 10.00 kN/m | 10.00 kN/m | 10.00 kN/m | 10.00 kN/m | 10.00 kN/m |
| Pavimentazione dir. verticale | | $G_{pav,v}$ | 3.30 kN/m | 4.95 kN/m | 3.30 kN/m | 3.30 kN/m | 3.30 kN/m | 3.30 kN/m |
| Pavimentazione dir. orizzontale | | $G_{pav,h}$ | 1.41 kN/m | 2.11 kN/m | 1.41 kN/m | 1.41 kN/m | 1.41 kN/m | 1.41 kN/m |
| Terrapieno dir. verticale | | $G_{ter,v}$ | 27.55 kN/m | 37.19 kN/m | 27.55 kN/m | 27.55 kN/m | 27.55 kN/m | 27.55 kN/m |
| Terrapieno dir. Orizzontale | | $G_{ter,h}$ | 11.75 kN/m | 15.86 kN/m | 11.75 kN/m | 11.75 kN/m | 11.75 kN/m | 11.75 kN/m |
| Traffico su terrapieno vert. | | $Q_{traf,v}$ | 20.00 kN/m | 27.00 kN/m | 20.00 kN/m | 15.00 kN/m | 0.00 kN/m | 4.00 kN/m |
| Traffico su terrapieno orizz.. | | $Q_{traf,h}$ | 8.53 kN/m | 11.51 kN/m | 8.53 kN/m | 6.40 kN/m | 0.00 kN/m | 1.71 kN/m |
| Traffico asse paraghiaia vert. | | $q_{1k}$ | 61.22 kN/m | 82.65 kN/m | 61.22 kN/m | 45.92 kN/m | 0.00 kN/m | 0.00 kN/m |
| Traffico_frenamento | | $0,6*q_{1k}$ | 36.73 kN/m | 49.59 kN/m | 36.73 kN/m | 27.55 kN/m | 0.00 kN/m | 0.00 kN/m |
| Spinta di Wood | | $Q_{WOOD}$ | 3.33 kN/m | 0.00 kN/m | 0.00 kN/m | 0.00 kN/m | 0.00 kN/m | 3.33 kN/m |
| Sforzo normale agente | | $N_{Ed}$ | | -97.15 kN | -75.72 kN | -60.42 kN | -14.50 kN | -14.50 kN |
| Taglio agente | | $V_{Ed}$ | | 80.85 kN | 59.66 kN | 47.38 kN | 10.56 kN | 13.03 kN |
| Momento flettente agente | | $M_{Ed}$ | | 91.79 kNm | 67.83 kNm | 52.27 kNm | 5.60 kNm | 10.89 kNm |

### *14.6.2. Verifica*

La verifica delle stesse viene effettuato tramite apposito foglio di calcolo.

**Caratteristiche meccaniche dei materiali**

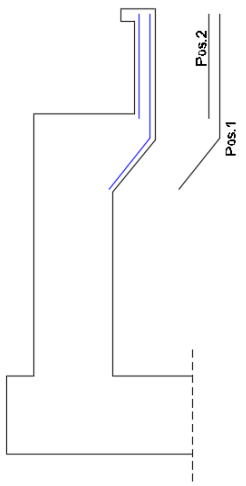
| | $f_k$ | $\gamma_M$ | α | $f_d$ | E |
|---|---|---|---|---|---|
| Acciaio da armatura | **450 MPa** | 1.15 | | 391.3 MPa | 200000 MPa |
| Calcestruzzo | 33.20 MPa | 1.5 | 0.85 | 18.81 MPa | 33643 MPa |

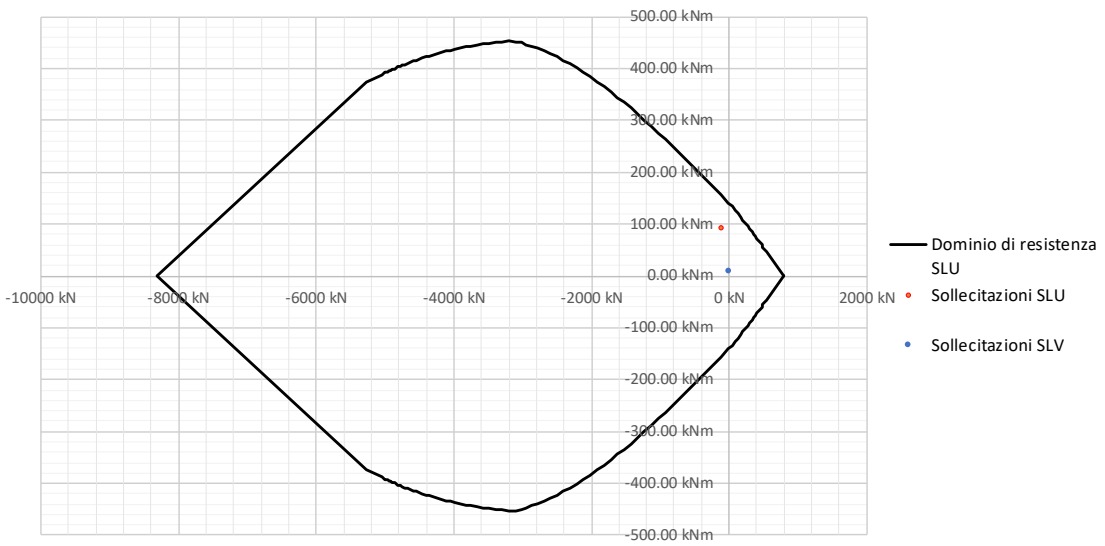
**Armatura di progetto**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Pos.1 | **ϕ 16** | passo | **20 cm** | | |
| Pos.2 | **ϕ 16** | passo | **20 cm** | | |
| Staffe | **ϕ 12** | passo | **33 cm** | Bracci | **3** |
| Copriferro netto | | **72 mm** | | | |

**SLU / SLV - Verifica a presso-flessione**

| h | b | c | d | $A_s$ | d' | $A'_s$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 400 mm | 1000 mm | 72 mm | 320 mm | 1005 mm² | 80 mm | 1005 mm² |






| | $N_{Ed}$ | $N_{Rd}$ | $M_{Ed}$ | $M_{Rd}$ | ρ |
|---|---|---|---|---|---|
| SLU | -97.15 kN | -173.41 kN | 91.79 kNm | 163.84 kNm | 0.56 |
| SLV | -14.50 kN | -227.91 kN | 10.89 kNm | 171.21 kNm | 0.06 |

**SLU / SLV - Verifica a taglio**

| h | $b_w$ | d | k | $A_{sl}$ | $\rho_l$ | $\gamma_c$ | $\sigma_{cp}$ | $v_{min}$ | | $V_{Rd}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 400 mm | 1000 mm | 320 mm | 1.79 | 1005 mm² | 0.003 | 1.5 | 0.00 MPa | 0.483 | ✓ | 154.6 kN |
| $A_{sw}$ | $A_{sw}/s$ | $\alpha_c$ | α [°] | θ [°] | cotg(α) | cotg(α) | $V_{Rsd}$ | $V_{Rcd}$ | | $V_{Rd}$ |
| 339 mm² | 1.03 mm | 1.00 | **90** | **45** | 0.0 | 1.0 | 115.9 kN | 1354.6 kN | ✓ | 115.9 kN |

**SLE - Limitazione tensioni**

| h | b | c | d | $A_s$ | d' | $A'_s$ | n |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 400 mm | 1000 mm | 72 mm | 320 mm | 1005 mm² | 80 mm | 1005 mm² | **15.0** |

**Combinazione caratteristica**

| N | M | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ |
|---|---|---|---|
| -75.72 kN | 67.83 kNm | 5.4 MPa | 192.1 MPa |
| Valori massimi ammissibili | | 19.9 MPa | 313.0 MPa |

**Combinazione quasi permanente**

| N | M | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ |
|---|---|---|---|
| -14.50 kN | 5.60 kNm | 0.43 MPa | 11.72 MPa |
| Valori massimi ammissibili | | 14.9 MPa | 313.0 MPa |

**SLE - Verifiche a fessurazione**

**Combinazione Frequente, $w_i$ = 0.3 mm**

| $\sigma_s$ | $\alpha_e$ | $A_s$ | h | $b_w$ | d | x | $A_{c,ef}$ | $\rho_{eff}$ | Tipo carico |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 147.0 MPa | 5.9 | 1005 mm² | 400 mm | 1000 mm | 320 mm | 95 mm | 101561 mm² | 0.0099 | **Lunga durata** |
| $k_t$ | $f_{ctm}$ | $\varepsilon_{sm}$ | $k_1$ | $k_2$ | $k_3$ | $k_4$ | $\phi_{eq}$ | $\Delta_{sm}$ | $w_k$ |
| 0.4 | 3.10 MPa | 0.00044 | 0.8 | 0.5 | 3.4 | 0.425 | ϕ 16 | 306 mm | 0.229 mm |

**Combinazione quasi permanente, $w_i$ = 0.2 mm**

| $\sigma_s$ | $\alpha_e$ | $A_s$ | h | $b_w$ | d | x | $A_{c,ef}$ | $\rho_{eff}$ | Tipo carico |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 11.7 MPa | 5.9 | 1005 mm² | 400 mm | 1000 mm | 320 mm | 113 mm | 95502 mm² | 0.0105 | **Lunga durata** |
| $k_t$ | $f_{ctm}$ | $\varepsilon_{sm}$ | $k_1$ | $k_2$ | $k_3$ | $k_4$ | $\phi_{eq}$ | $\Delta_{sm}$ | $w_k$ |
| 0.4 | 3.10 MPa | 0.00004 | 0.8 | 0.5 | 3.4 | 0.425 | ϕ 16 | 296 mm | 0.018 mm |

## 14.7. Verifica dell'orecchio

### *14.7.1. Diagrammi delle sollecitazioni*

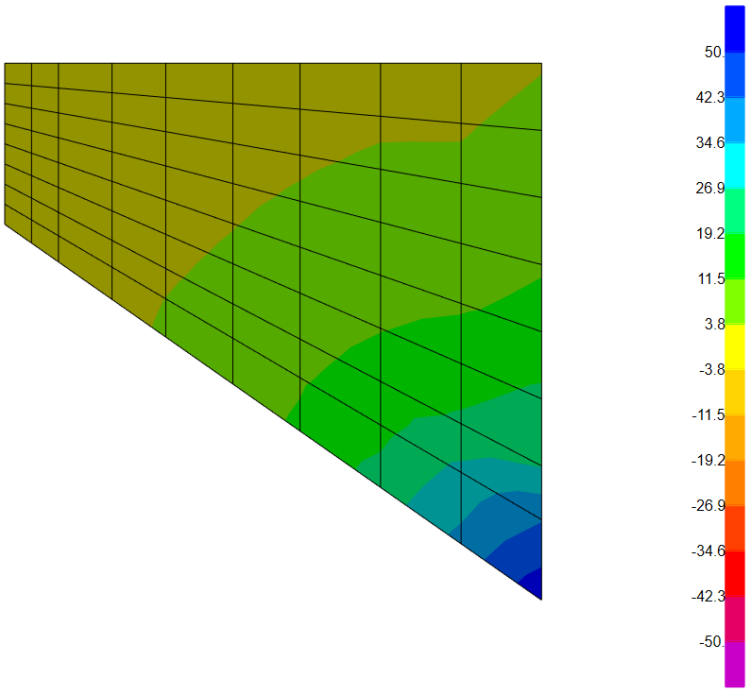



**Figura 131: Momento nel piano orizzontale allo stato limite ultimo**

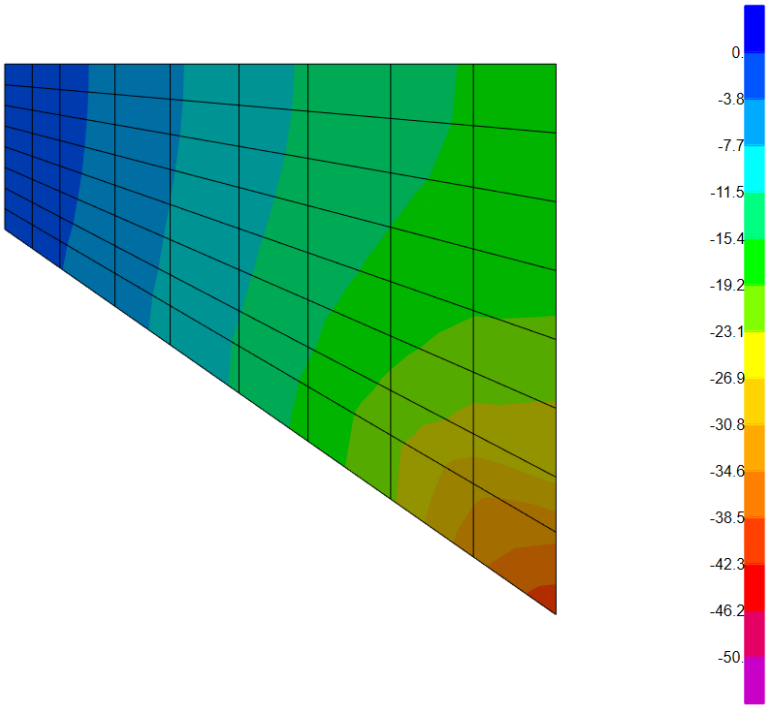



**Figura 132: Taglio nel piano orizzontale allo stato limite ultimo**

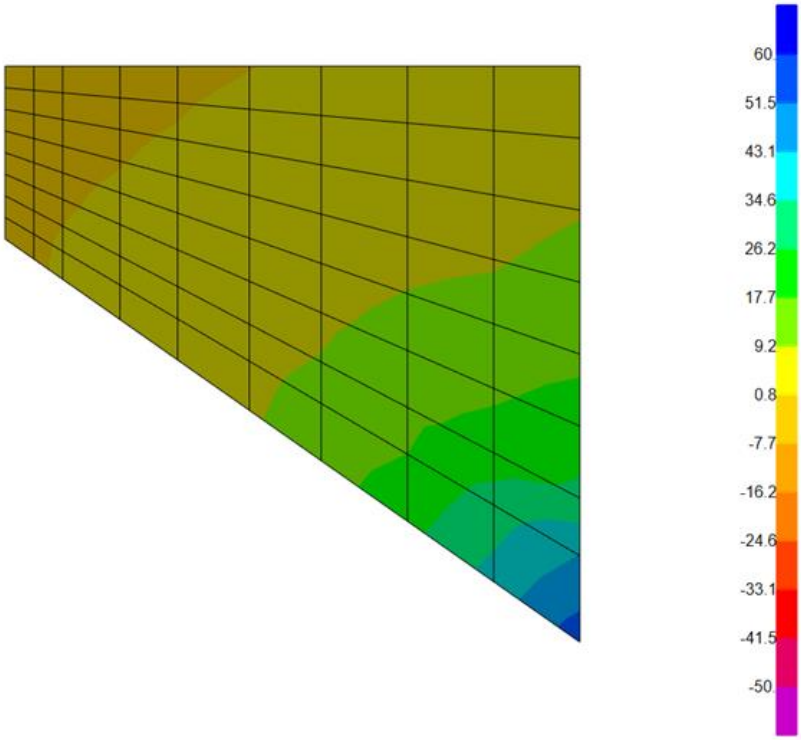



**Figura 133: Momento nel piano orizzontale - SLV**

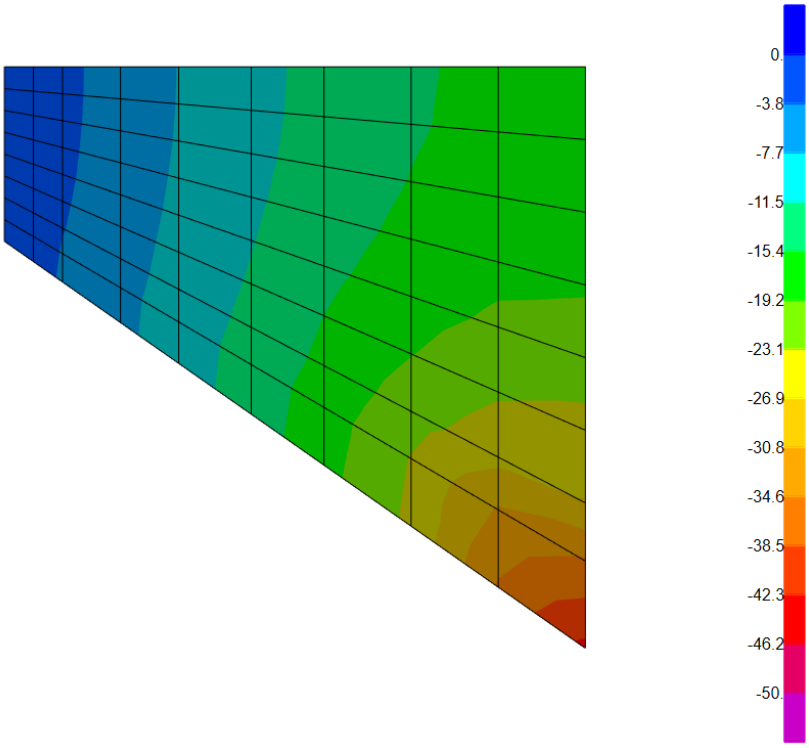



**Figura 134: Taglio nel piano orizzontale - SLV**

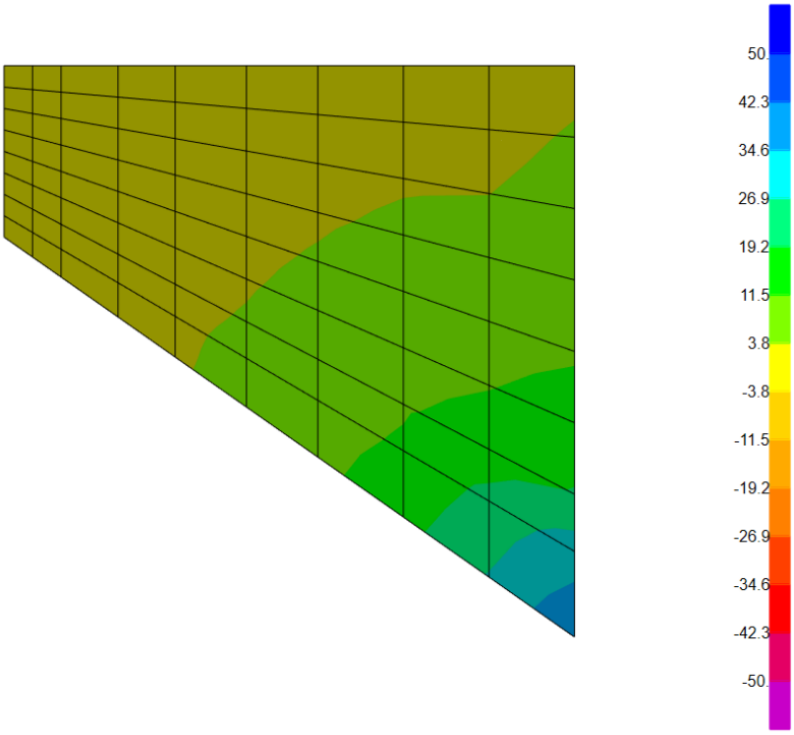



**Figura 135: Momento nel piano orizzontale – SLE caratteristica**

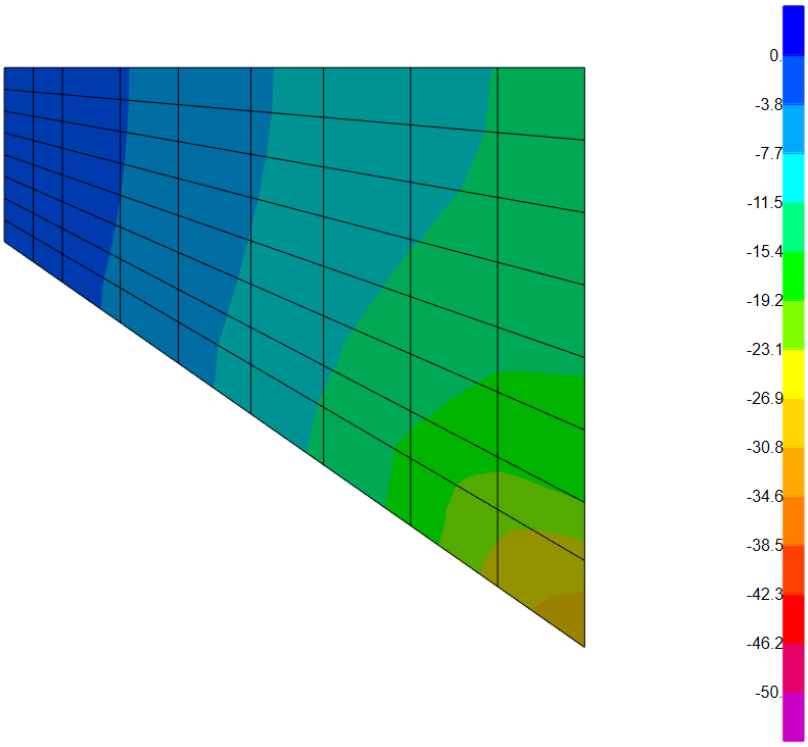



**Figura 136: Taglio nel piano orizzontale – SLE caratteristica**

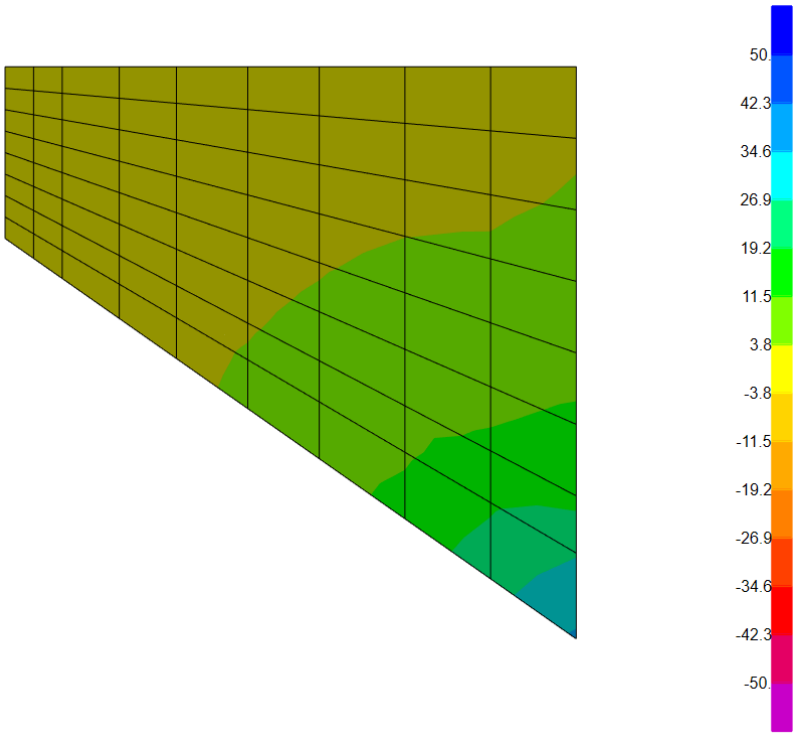



**Figura 137: Momento nel piano orizzontale – SLE frequente**

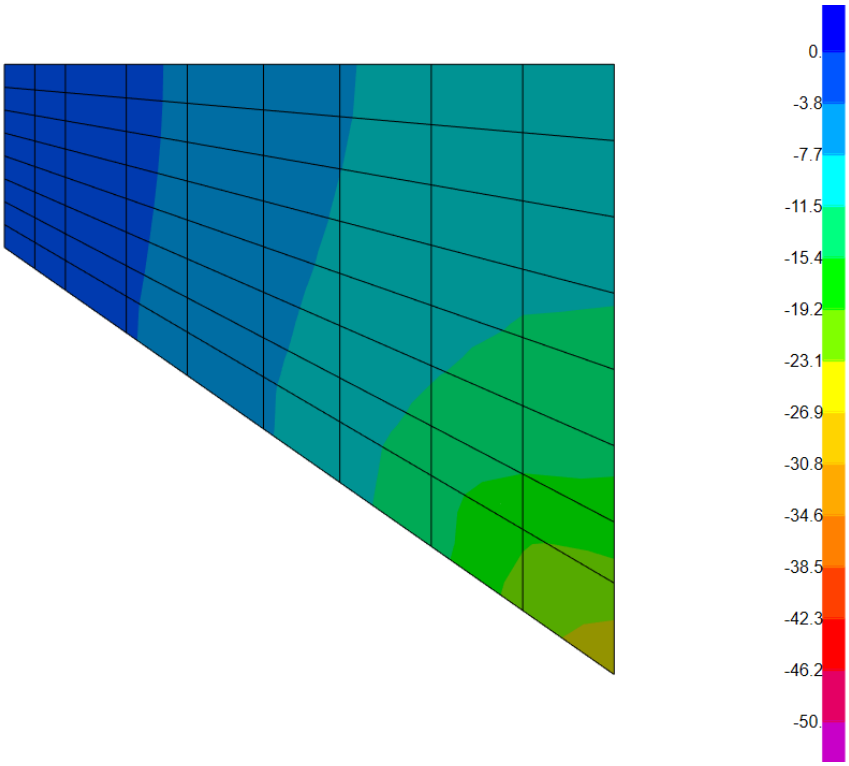



**Figura 138: Taglio nel piano orizzontale – SLE frequente**

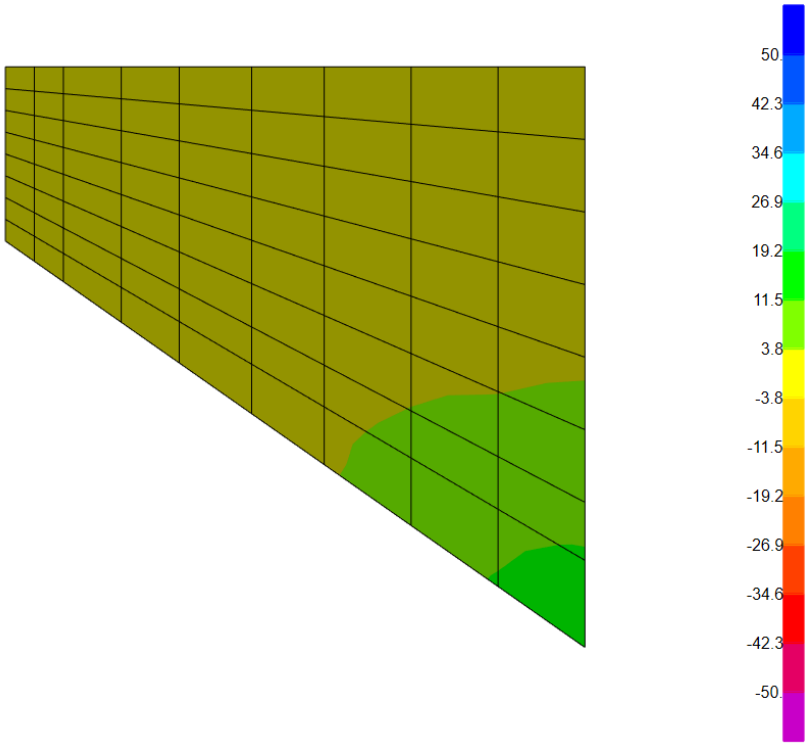



**Figura 139: Momento nel piano orizzontale – SLE quasi permanente**

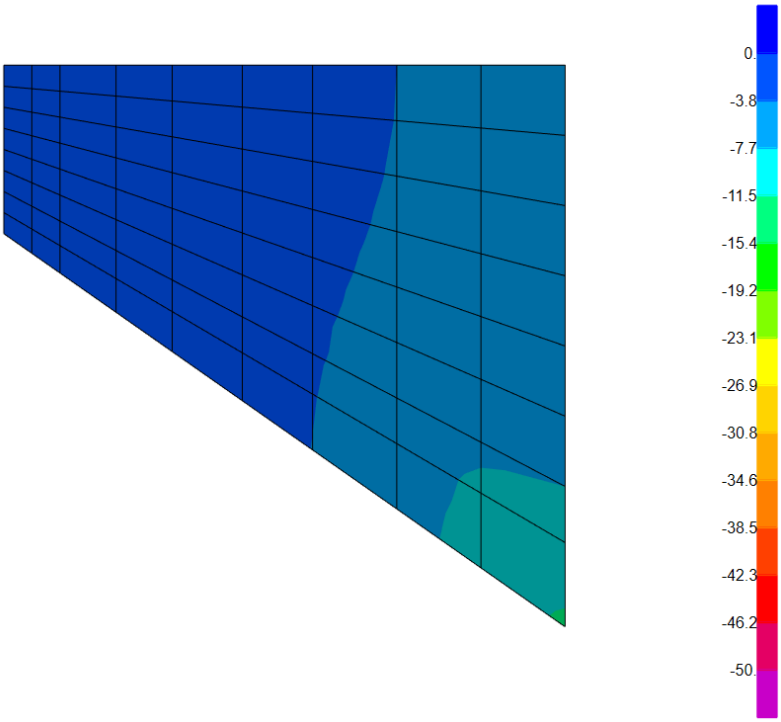



**Figura 140: Taglio nel piano orizzontale – SLE quasi permanente**

## 14.7.2. Verifica

**Calcolo Sollecitazioni orecchio**

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Riferimento sezione** | **1** | **m** | | | | | | |
| | | | V. Caratt. | SLU A1 + M1 | SLE CHR | SLE FREQ | SLE Q.P. | SLV |
| **Sforzo normale agente** | | $N_{Ed}$ | | **0.00 kN** | **0.00 kN** | **0.00 kN** | **0.00 kN** | **0.00 kN** |
| **Taglio agente** | | $V_{Ed}$ | | **42.00 kN** | | | | **45.00 kN** |
| **Momento flettente agente** | | $M_{Ed}$ | | **55.00 kNm** | **41.00 kNm** | **37.00 kNm** | **20.00 kNm** | **56.00 kNm** |

**Caratteristiche meccaniche dei materiali**

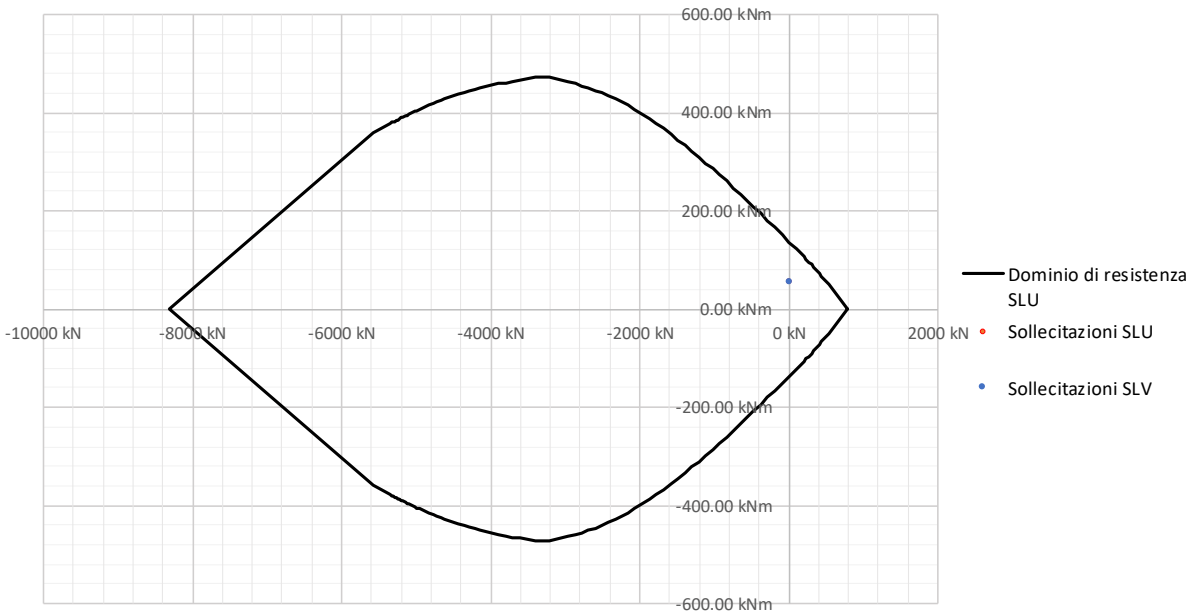
| | $f_k$ | $\gamma_M$ | α | $f_d$ | E |
|---|---|---|---|---|---|
| Acciaio da armatura | **450 MPa** | 1.15 | | 391.3 MPa | 200000 MPa |
| Calcestruzzo | 33.20 MPa | 1.5 | 0.85 | 18.81 MPa | 33643 MPa |

**Armatura di progetto**

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Pos.1 | **ϕ 16** | passo | **20 cm** | + | **ϕ 0** | passo | **20 cm** |
| Pos.2 | **ϕ 16** | passo | **20 cm** | + | **ϕ 0** | passo | **20 cm** |
| Staffe | **ϕ 12** | passo | **33 cm** | Bracci | **0** | | |
| Copriferro netto | | **52 mm** | | | | | |

**SLU / SLV - Verifica a presso-flessione**

| h | b | c | d | $A_s$ | d' | $A'_s$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 400 mm | 1000 mm | 52 mm | 340 mm | 1005 mm² | 60 mm | 1005 mm² |




| | $N_{Ed}$ | $N_{Rd}$ | $M_{Ed}$ | $M_{Rd}$ | ρ |
|---|---|---|---|---|---|
| SLU | 0.00 kN | 0.00 kN | 55.00 kNm | 137.90 kNm | 0.40 |
| SLV | 0.00 kN | 0.00 kN | 56.00 kNm | 137.90 kNm | 0.41 |

**SLU / SLV - Verifica a taglio**

| h | $b_w$ | d | k | $A_{sl}$ | $\rho_l$ | $\gamma_c$ | $\sigma_{cp}$ | $v_{min}$ | $V_{Rd}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 400 mm | 1000 mm | 340 mm | 1.77 | 1005 mm² | 0.003 | 1.5 | 0.00 MPa | 0.474 | 161.0 kN |

**SLE - Limitazione tensioni**

| h | b | c | d | $A_s$ | d' | $A'_s$ | n |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 400 mm | 1000 mm | 52 mm | 340 mm | 1005 mm² | 60 mm | 1005 mm² | **15.0** |

**Combinazione caratteristica**

| N | M | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ |
|---|---|---|---|
| 0.00 kN | 41.00 kNm | 2.9 MPa | 131.9 MPa |
| Valori massimi ammissibili | | 19.9 MPa | 313.0 MPa |

**Combinazione quasi permanente**

| N | M | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ |
|---|---|---|---|
| 0.00 kN | 20.00 kNm | 1.40 MPa | 64.36 MPa |
| Valori massimi ammissibili | | 14.9 MPa | 313.0 MPa |

**SLE - Verifiche a fessurazione**

**Combinazione Frequente, $w_i$ = 0.3 mm**

| $\sigma_s$ | $\alpha_e$ | $A_s$ | h | $b_w$ | d | x | $A_{c,ef}$ | $\rho_{eff}$ | Tipo carico |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 119.1 MPa | 5.9 | 1005 mm² | 400 mm | 1000 mm | 340 mm | 84 mm | 105420 mm² | 0.0095 | **Lunga durata** |
| $k_t$ | $f_{ctm}$ | $\varepsilon_{sm}$ | $k_1$ | $k_2$ | $k_3$ | $k_4$ | $\phi_{eq}$ | $\Delta_{sm}$ | $w_k$ |
| 0.4 | 3.10 MPa | 0.00036 | 0.8 | 0.5 | 3.4 | 0.425 | ϕ 16.00 | 272 mm | 0.165 mm |

**Combinazione quasi permanente, $w_i$ = 0.2 mm**

| $\sigma_s$ | $\alpha_e$ | $A_s$ | h | $b_w$ | d | x | $A_{c,ef}$ | $\rho_{eff}$ | Tipo carico |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 64.4 MPa | 5.9 | 1005 mm² | 400 mm | 1000 mm | 340 mm | 84 mm | 105419 mm² | 0.0095 | **Lunga durata** |
| $k_t$ | $f_{ctm}$ | $\varepsilon_{sm}$ | $k_1$ | $k_2$ | $k_3$ | $k_4$ | $\phi_{eq}$ | $\Delta_{sm}$ | $w_k$ |
| 0.4 | 3.10 MPa | 0.00019 | 0.8 | 0.5 | 3.4 | 0.425 | ϕ 16.00 | 272 mm | 0.089 mm |

## 14.8. Verifica della zattera di fondazione

### *14.8.1. Diagrammi delle sollecitazioni*

Si riportano nel seguito i grafici delle sollecitazioni massime sulla zattera di fondazione, escludendo la zona nodale.

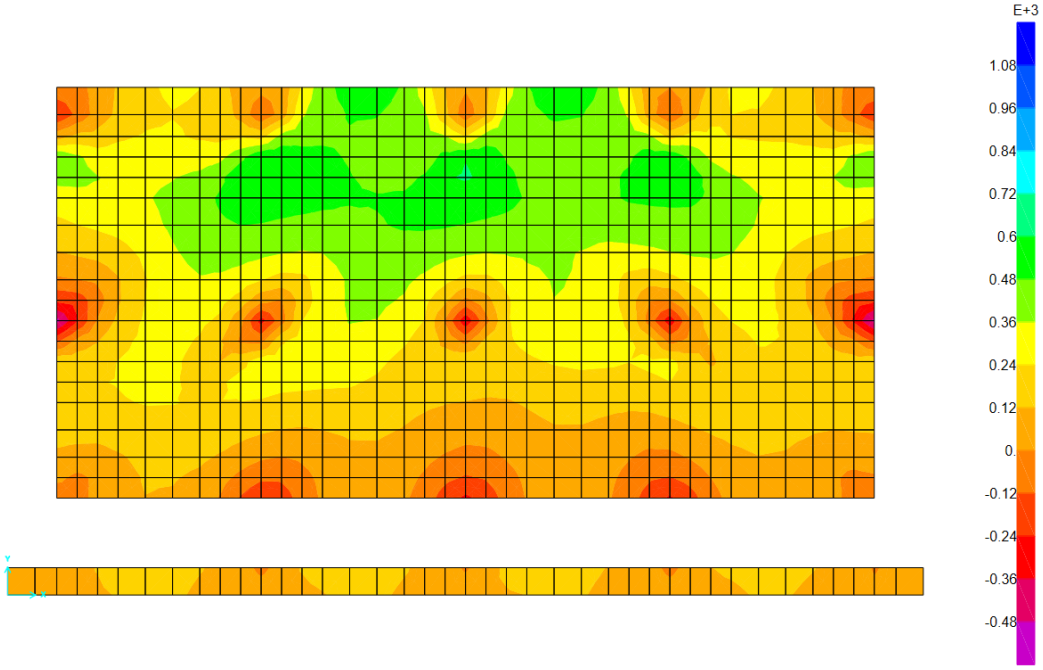



**Figura 141: Momento massimo allo stato limite ultimo**

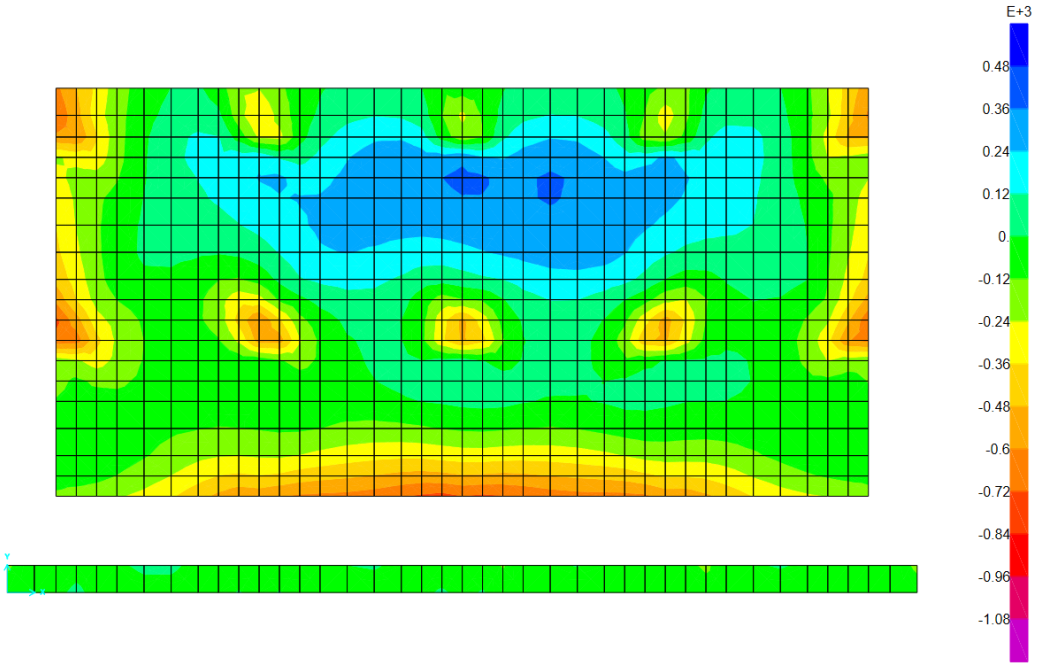



**Figura 142: Momento minimo allo stato limite ultimo**

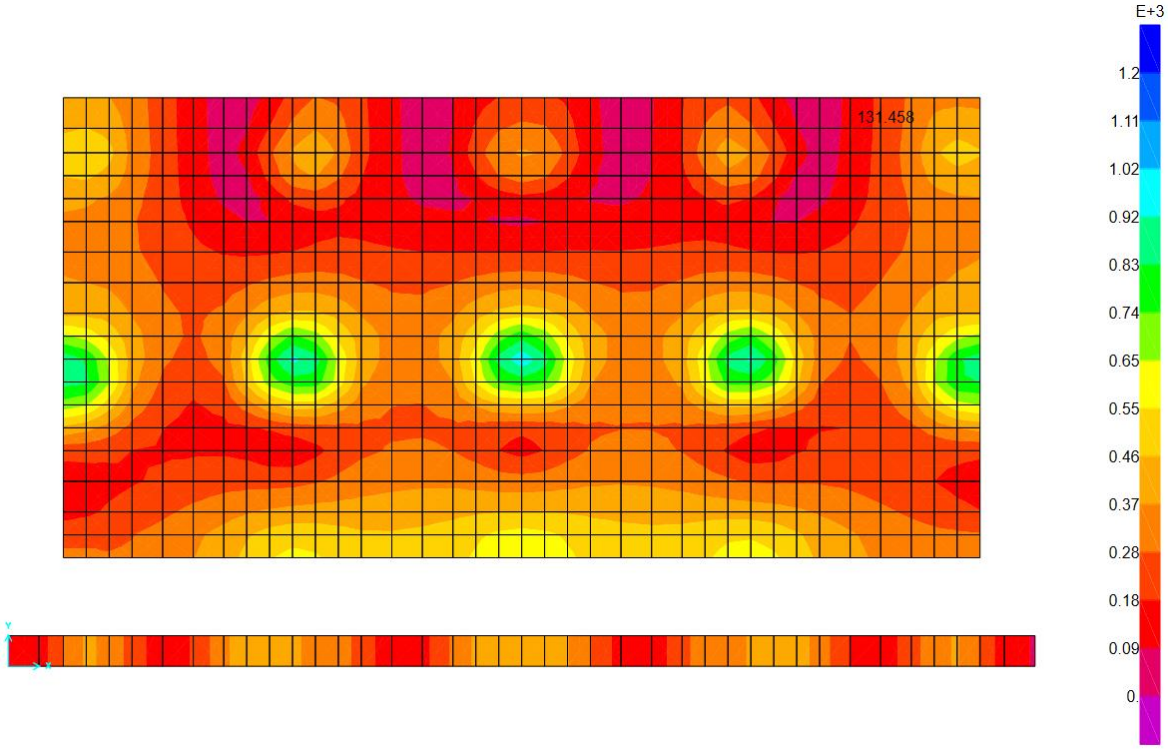



**Figura 143: Taglio massimo allo stato limite ultimo**

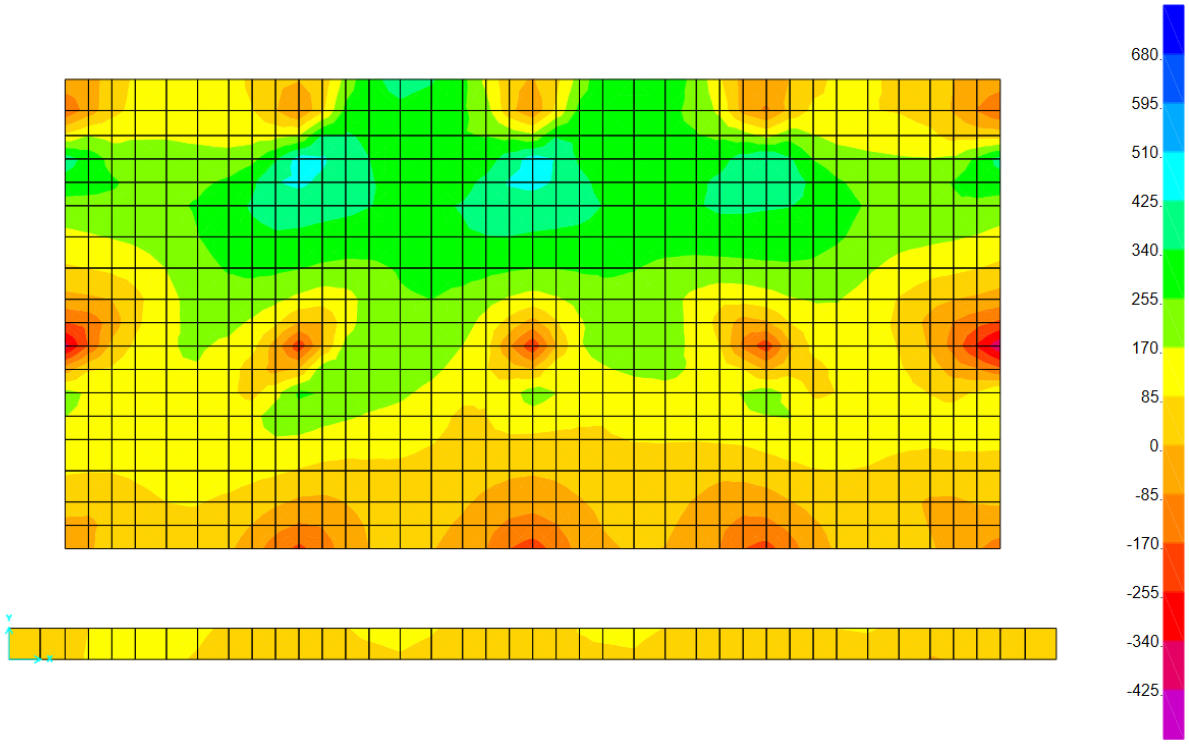



**Figura 144: Momento massimo – SLV**

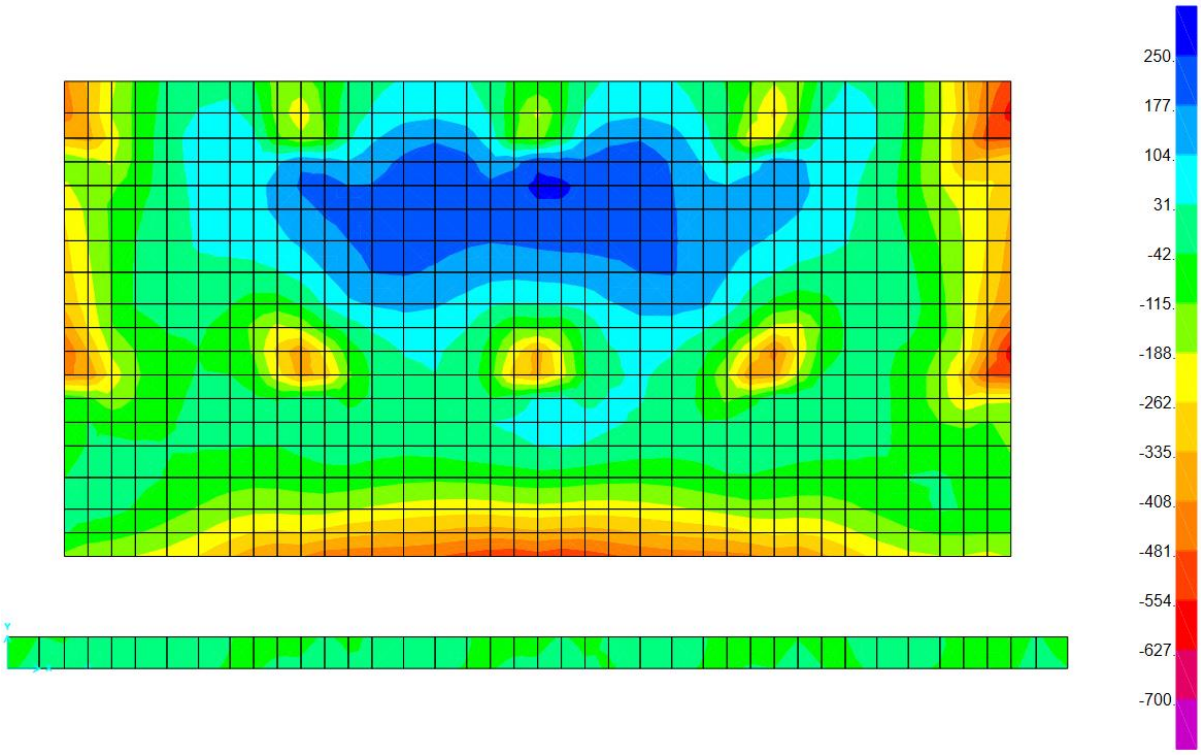



**Figura 145: Momento minimo – SLV**

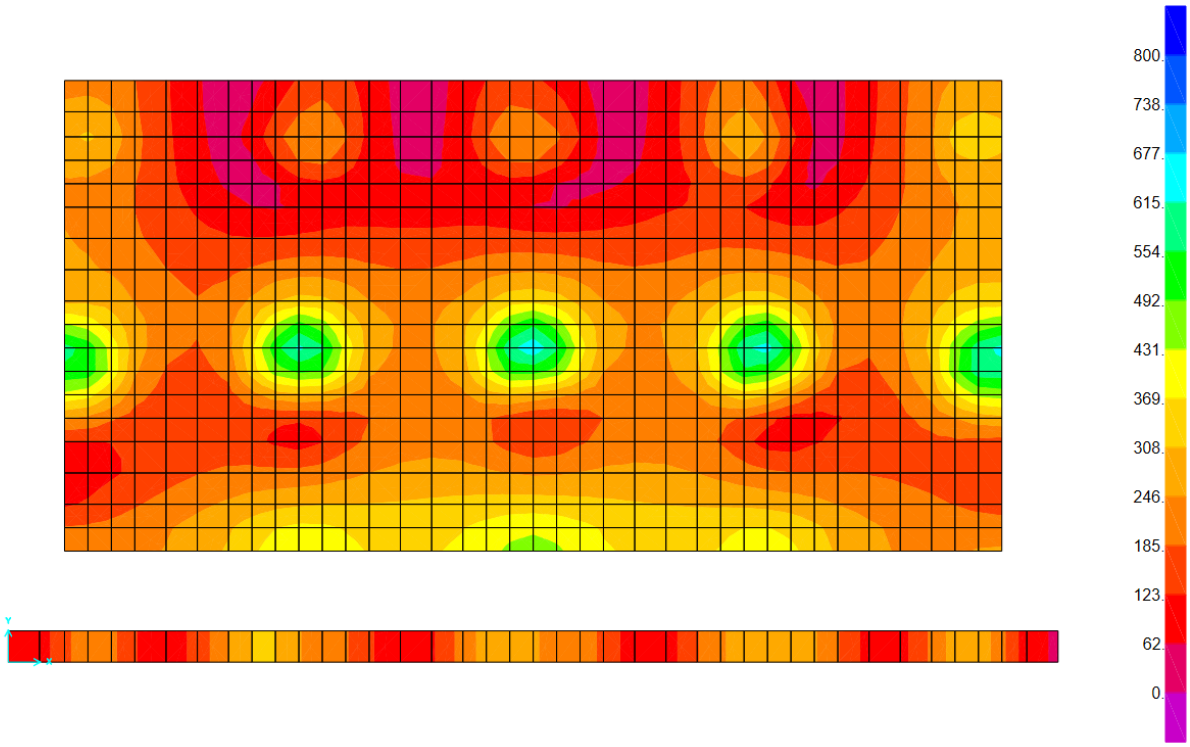



**Figura 146: Taglio massimo – SLV**

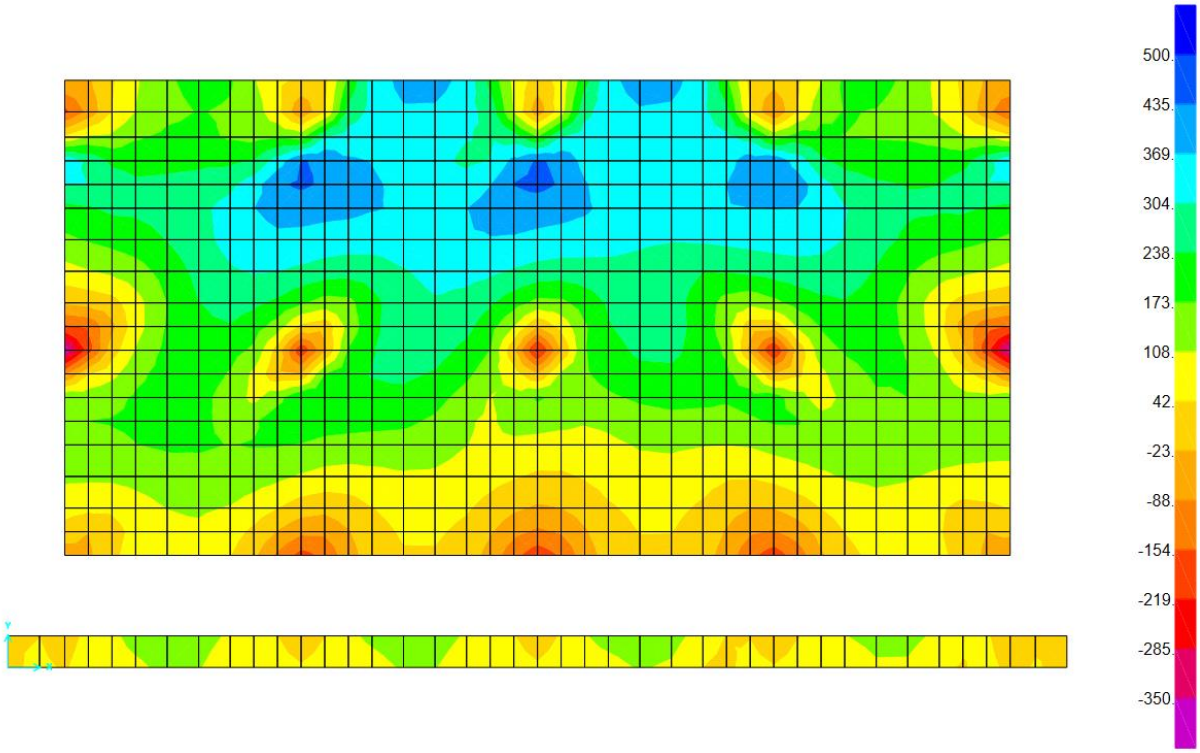



**Figura 147: Momento massimo – SLE caratteristica**

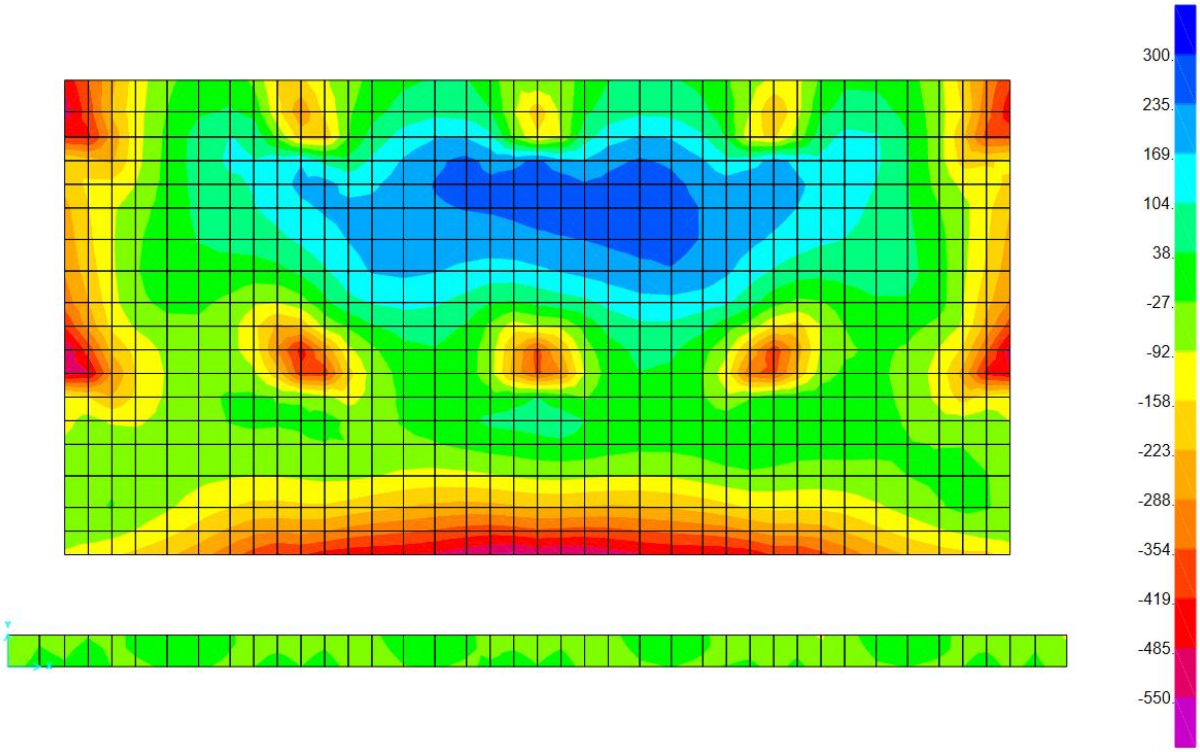



**Figura 148: Momento minimo – SLE caratteristica**

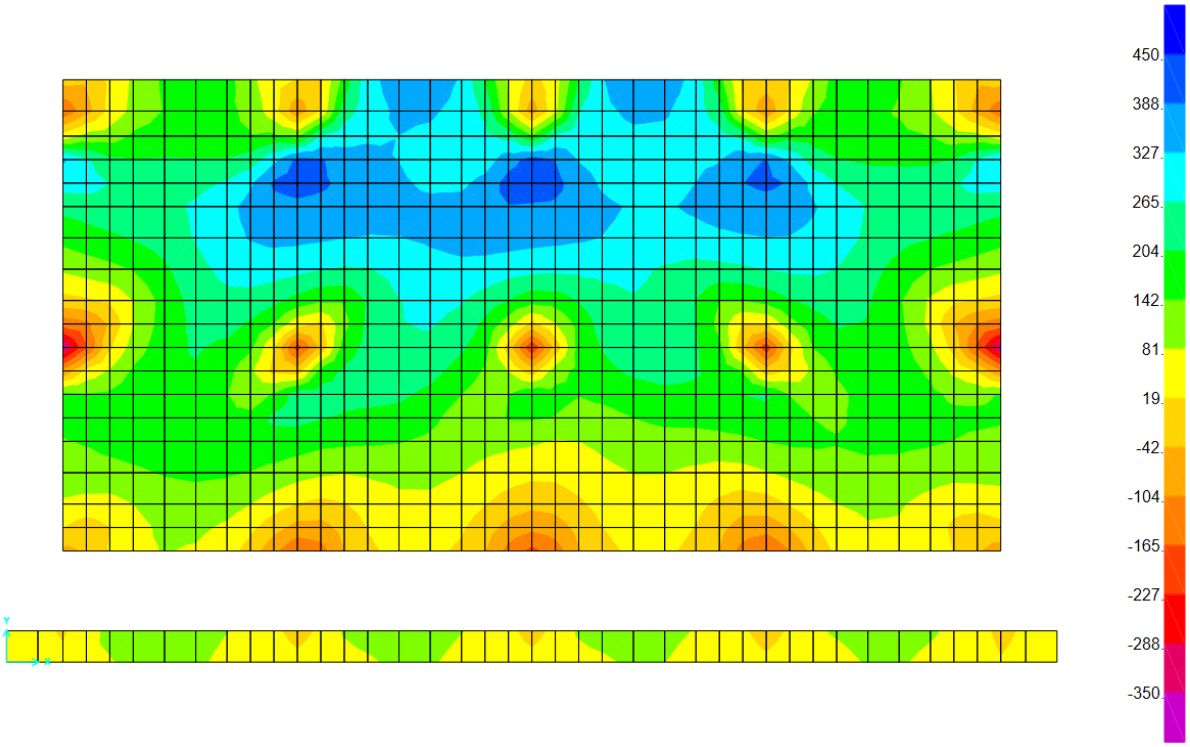



**Figura 149: Momento massimo – SLE frequente**

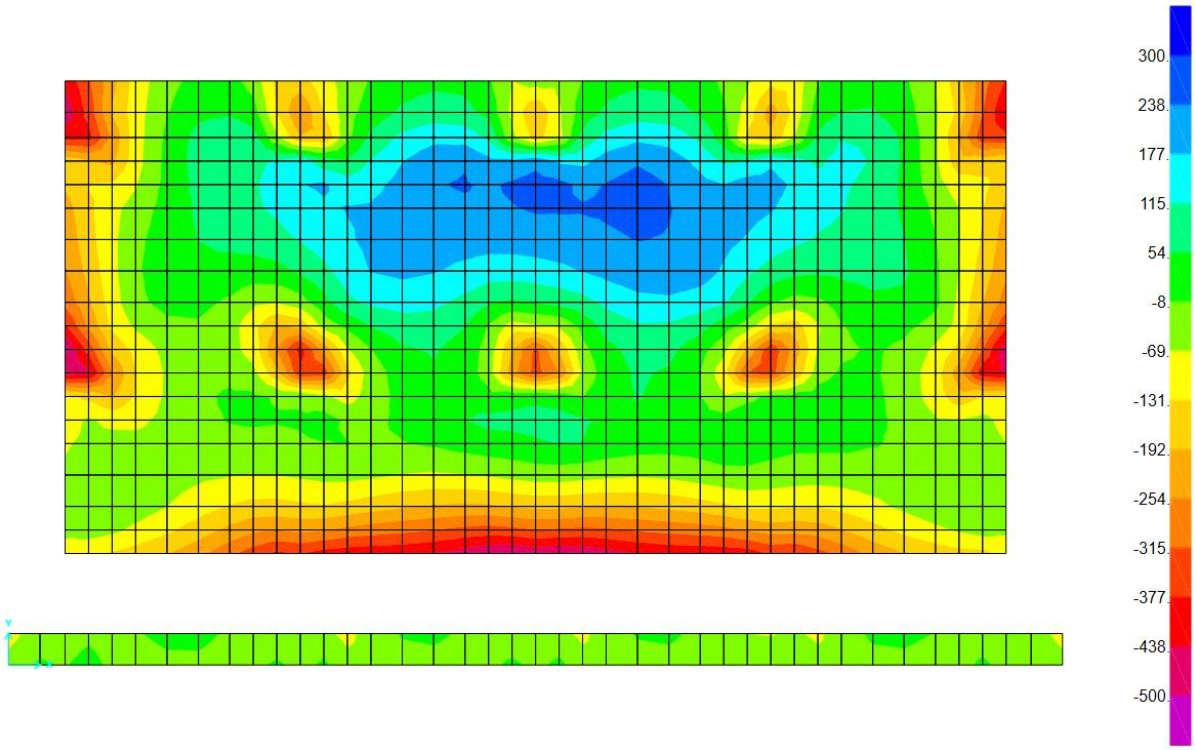



**Figura 150: Momento minimo – SLE frequente**

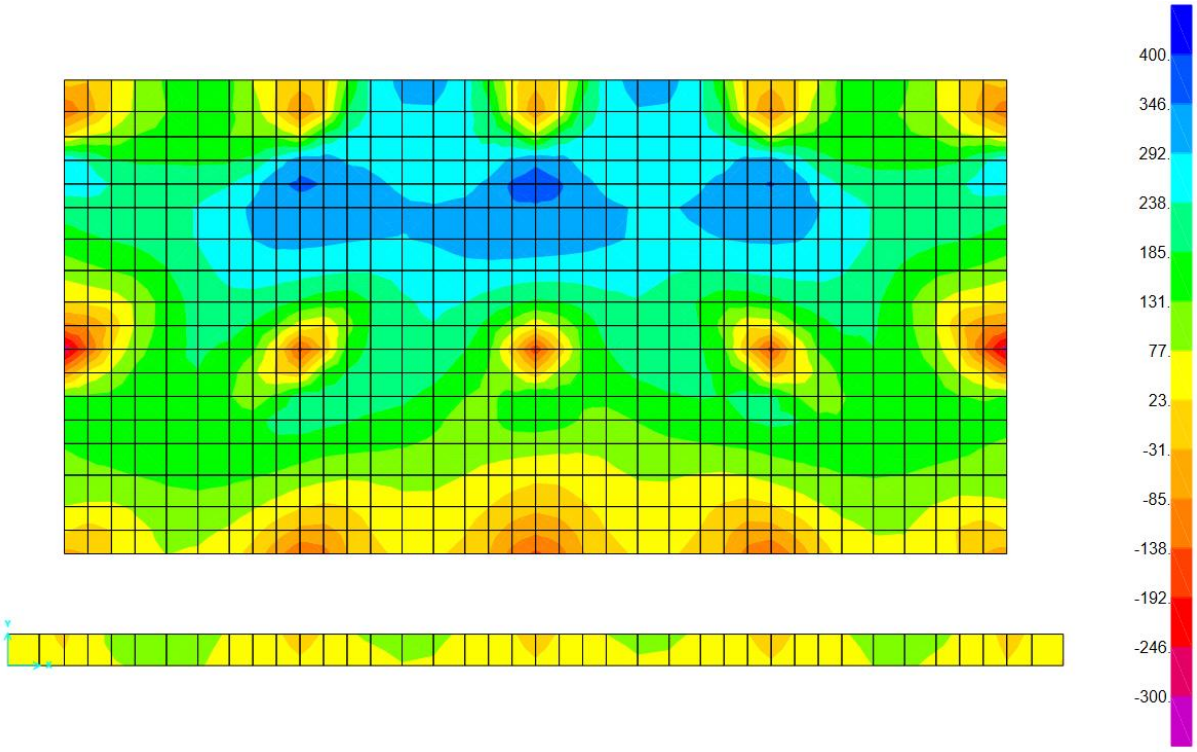



**Figura 151: Momento massimo – SLE quasi permanente**

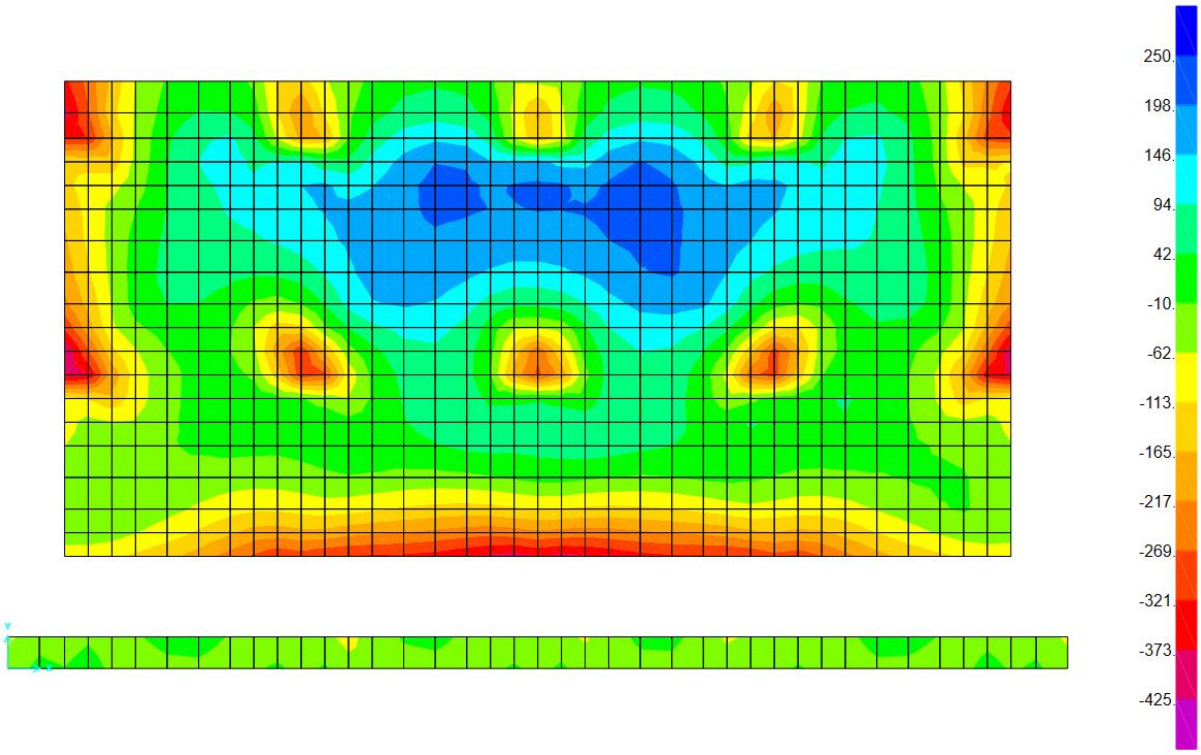



**Figura 152: Momento minimo – SLE quasi permanente**

### *14.8.2. Verifica*

Essendo l'armatura simmetrica, le verifiche verranno effettuate per il valore massimo in valore assoluto tra momento positivo e negativo, considerando lo strato più interno d'armatura, in via cautelativa. Le verifiche verranno effettuate tramite apposito foglio di calcolo.

**Calcolo Sollecitazioni platea**

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Riferimento sezione** | **1** | **m** | | | | | | |
| | | | V. Caratt. | SLU A1 + M1 | SLE CHR | SLE FREQ | SLE Q.P. | SLV |
| **Sforzo normale agente** | | $N_{Ed}$ | | **0.00 kN** | **0.00 kN** | **0.00 kN** | **0.00 kN** | **0.00 kN** |
| **Taglio agente** | | $V_{Ed}$ | | **1000.00 kN** | | | | **660.00 kN** |
| **Momento flettente agente** | | $M_{Ed}$ | | **750.00 kNm** | **560.00 kNm** | **500.00 kNm** | **380.00 kNm** | **600.00 kNm** |

**Caratteristiche meccaniche dei materiali**

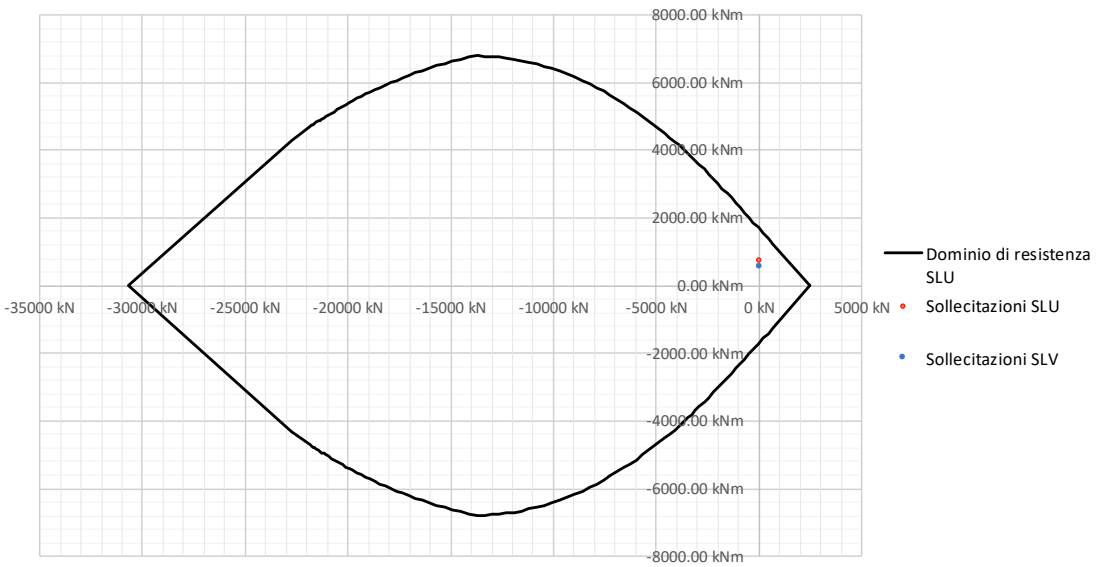
| | $f_k$ | $\gamma_M$ | α | $f_d$ | E |
|---|---|---|---|---|---|
| Acciaio da armatura | **450 MPa** | 1.15 | | 391.3 MPa | 200000 MPa |
| Calcestruzzo | 33.20 MPa | 1.5 | 0.85 | 18.81 MPa | 33643 MPa |

**Armatura di progetto**

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Pos.1 | **ϕ 20** | passo | **10 cm** | + | **ϕ 0** | passo | **20 cm** |
| Pos.2 | **ϕ 20** | passo | **10 cm** | + | **ϕ 0** | passo | **20 cm** |
| Staffe | **ϕ 16** | passo | **40 cm** | Bracci | **5** | | |
| Copriferro netto | | **76 mm** | | | | | |

**SLU / SLV - Verifica a presso-flessione**

| h | b | c | d | $A_s$ | d' | $A'_s$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1500 mm | 1000 mm | 76 mm | 1414 mm | 3142 mm² | 86 mm | 3142 mm² |




| | $N_{Ed}$ | $N_{Rd}$ | $M_{Ed}$ | $M_{Rd}$ | ρ |
|---|---|---|---|---|---|
| SLU | 0.00 kN | 0.00 kN | 750.00 kNm | 1697.89 kNm | 0.44 |
| SLV | 0.00 kN | 0.00 kN | 600.00 kNm | 1697.89 kNm | 0.35 |

**SLU / SLV - Verifica a taglio**

| h | $b_w$ | d | k | $A_{sl}$ | $\rho_l$ | $\gamma_c$ | $\sigma_{cp}$ | $v_{min}$ | | $V_{Rd}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1500 mm | 1000 mm | 1414 mm | 1.38 | 3142 mm² | 0.002 | 1.5 | 0.00 MPa | 0.326 | ✗ | 460.3 kN |
| $A_{sw}$ | $A_{sw}/s$ | $\alpha_c$ | α [°] | θ [°] | cotg(α) | cotg(α) | $V_{Rsd}$ | $V_{Rcd}$ | | $V_{Rd}$ |
| 1005 mm² | 2.51 mm | 1.00 | **90** | **45** | 0.0 | 1.0 | 1251.5 kN | 5985.5 kN | ✓ | 1251.5 kN |

**SLE - Limitazione tensioni**

| h | b | c | d | $A_s$ | d' | $A'_s$ | n |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1500 mm | 1000 mm | 76 mm | 1414 mm | 3142 mm² | 86 mm | 3142 mm² | **15.0** |

**Combinazione caratteristica**

| N | M | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ |
|---|---|---|---|
| 0.00 kN | 560.00 kNm | 2.4 MPa | 135.2 MPa |
| Valori massimi ammissibili | | 19.9 MPa | 313.0 MPa |

**Combinazione quasi permanente**

| N | M | $\sigma_c$ | $\sigma_s$ |
|---|---|---|---|
| 0.00 kN | 380.00 kNm | 1.60 MPa | 91.75 MPa |
| Valori massimi ammissibili | | 14.9 MPa | 313.0 MPa |

**SLE - Verifiche a fessurazione**

**Combinazione Frequente, $w_i$ = 0.3 mm**

| $\sigma_s$ | $\alpha_e$ | $A_s$ | h | $b_w$ | d | x | $A_{c,ef}$ | $\rho_{eff}$ | Tipo carico |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 120.7 MPa | 5.9 | 3142 mm² | 1500 mm | 1000 mm | 1414 mm | 293 mm | 215000 mm² | 0.0146 | **Lunga durata** |
| $k_t$ | $f_{ctm}$ | $\varepsilon_{sm}$ | $k_1$ | $k_2$ | $k_3$ | $k_4$ | $\phi_{eq}$ | $\Delta_{sm}$ | $w_k$ |
| 0.4 | 3.10 MPa | 0.00036 | 0.8 | 0.5 | 3.4 | 0.425 | ϕ 20.00 | 289 mm | 0.178 mm |

**Combinazione quasi permanente, $w_i$ = 0.2 mm**

| $\sigma_s$ | $\alpha_e$ | $A_s$ | h | $b_w$ | d | x | $A_{c,ef}$ | $\rho_{eff}$ | Tipo carico |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 91.7 MPa | 5.9 | 3142 mm² | 1500 mm | 1000 mm | 1414 mm | 293 mm | 215000 mm² | 0.0146 | **Lunga durata** |
| $k_t$ | $f_{ctm}$ | $\varepsilon_{sm}$ | $k_1$ | $k_2$ | $k_3$ | $k_4$ | $\phi_{eq}$ | $\Delta_{sm}$ | $w_k$ |
| 0.4 | 3.10 MPa | 0.00028 | 0.8 | 0.5 | 3.4 | 0.425 | ϕ 20.00 | 289 mm | 0.135 mm |

## 14.9. Sollecitazioni sui pali

### *14.9.1. SLU*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione ottenuti sui pali considerando i carichi sopra esposti allo stato limite ultimo.

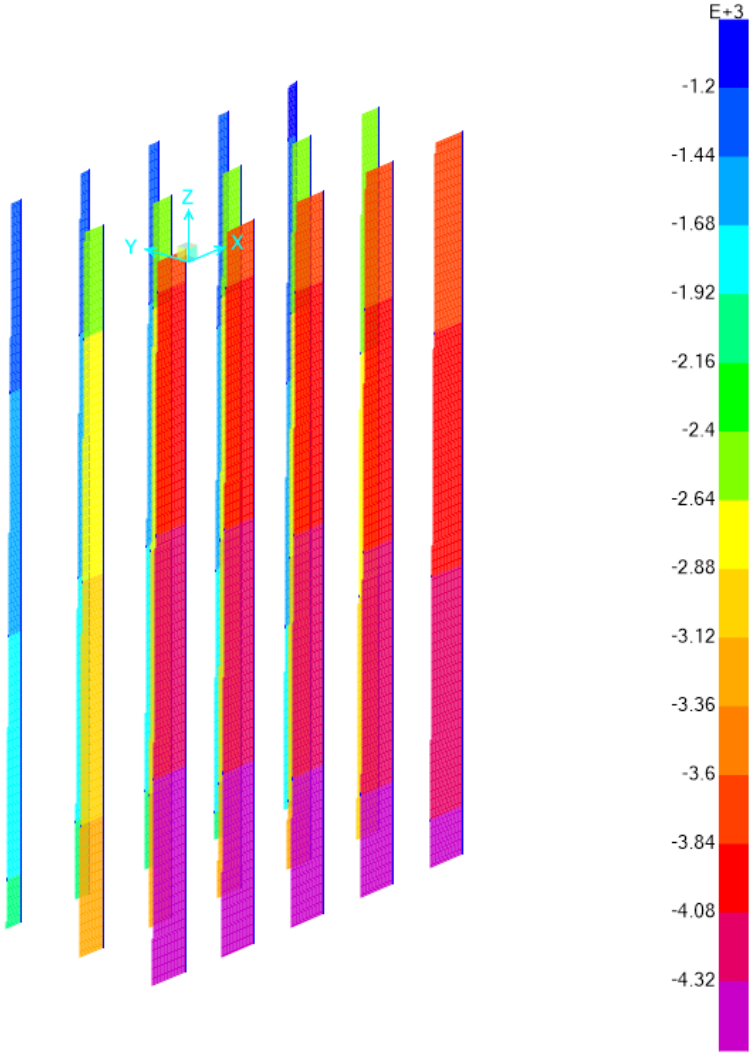



**Figura 153: Inviluppo dell'azione assiale**

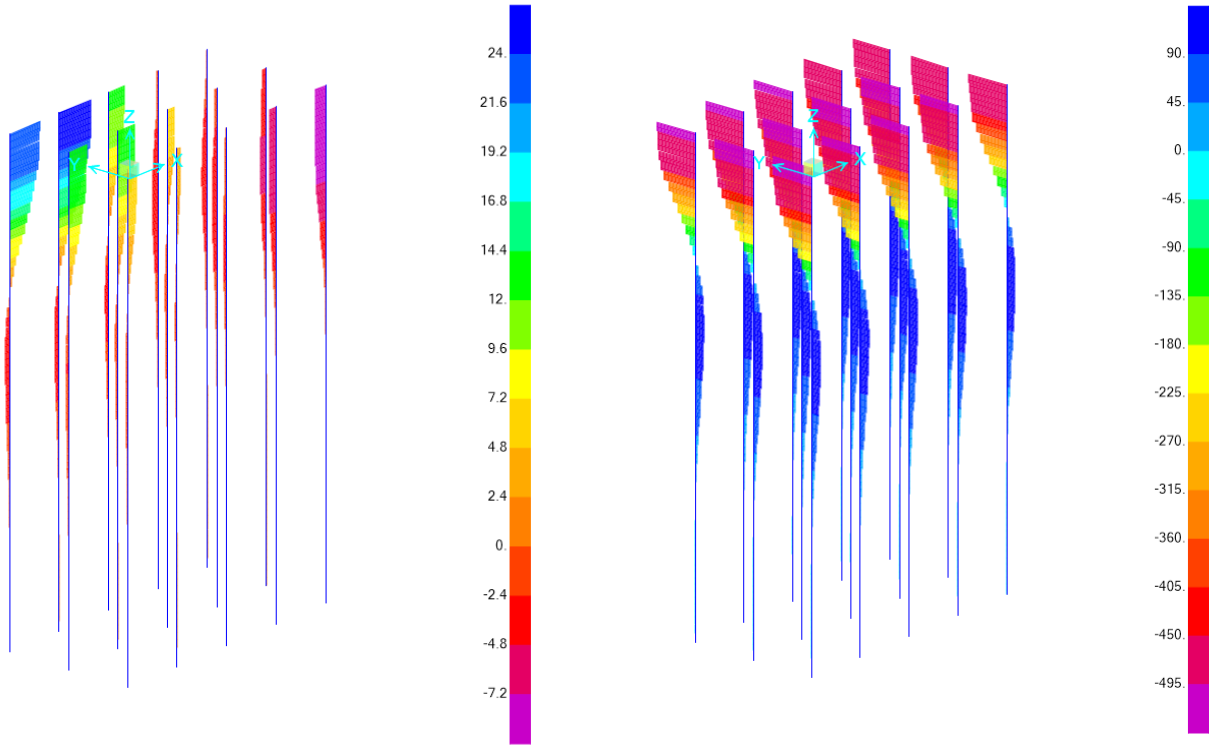



**Figura 154: Inviluppo del taglio in direzione x (sx) e y(dx)**

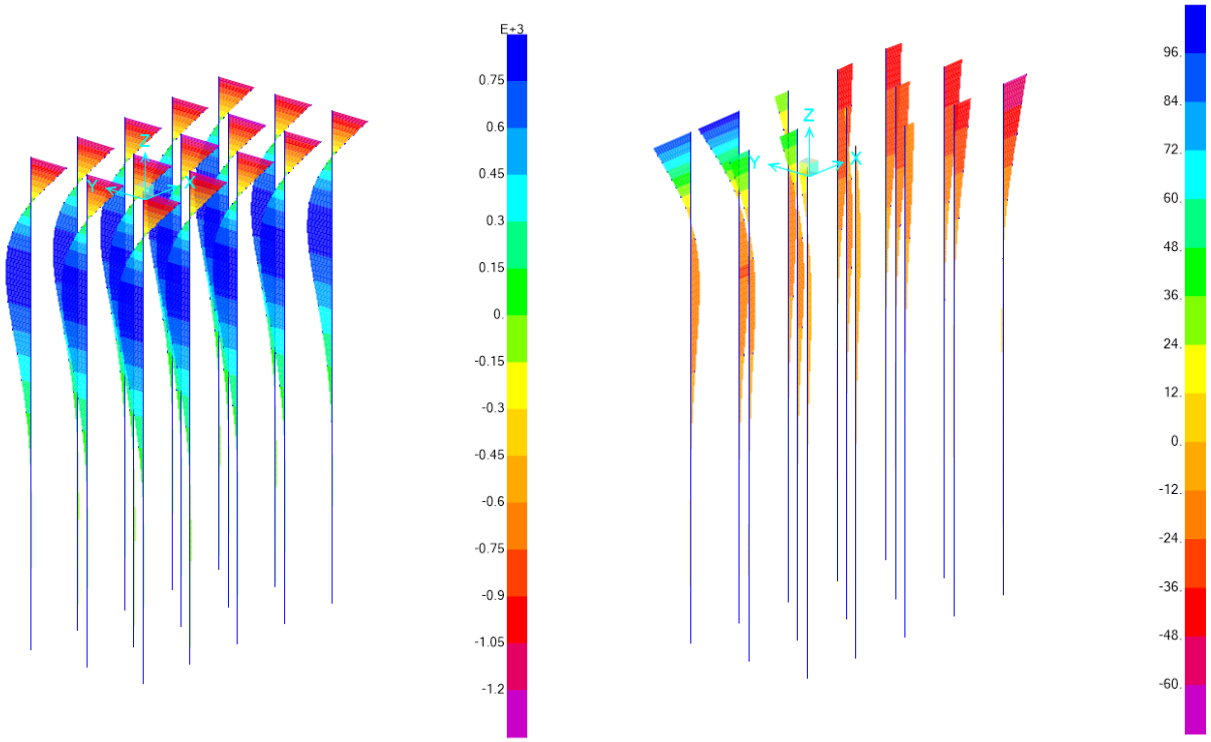



**Figura 155: Inviluppo del momento attorno all'asse x (sx) e y (dx)**

### *14.9.2. SLV*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione ottenuti allo SLV sui pali considerando i carichi sopra esposti.

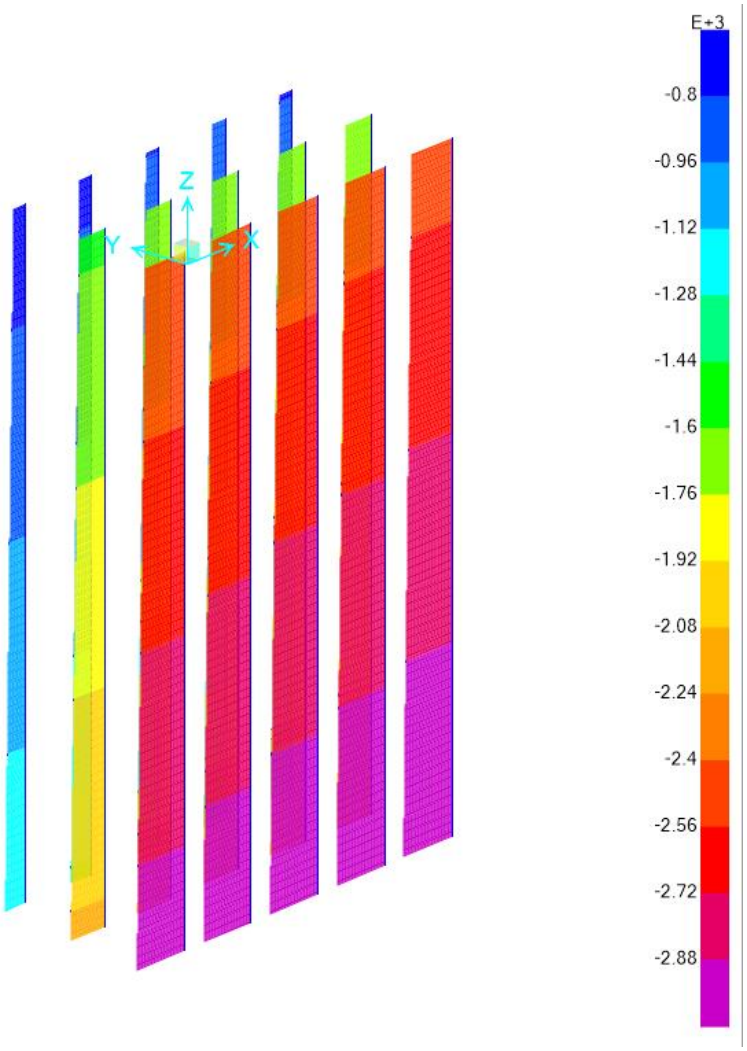



**Figura 156: Inviluppo dell'azione assiale**

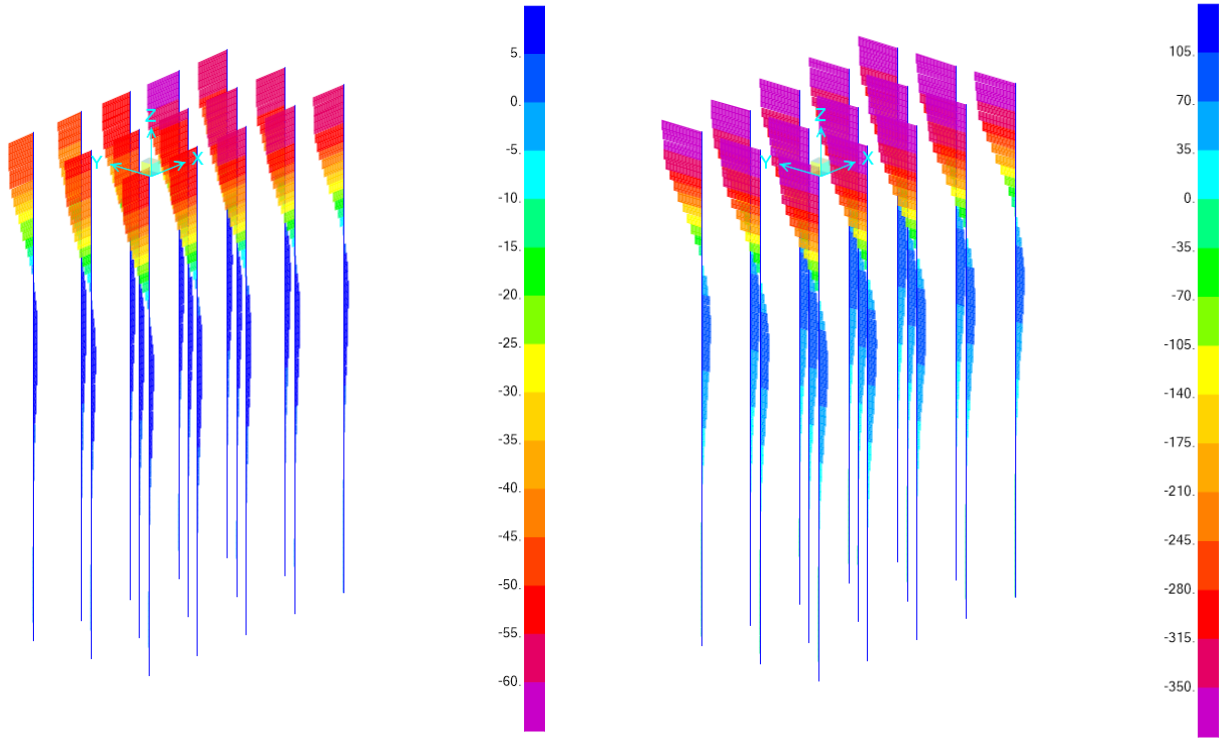



**Figura 157: Inviluppo del taglio in direzione x (sx) e y(dx)**

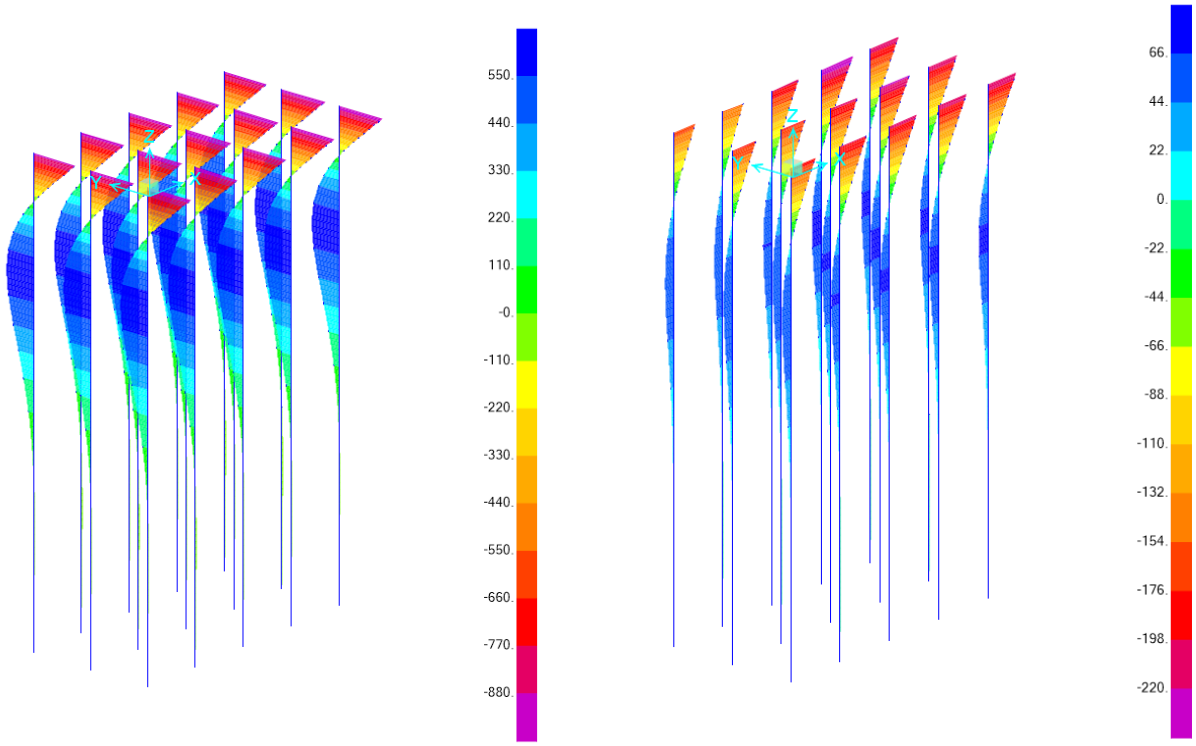



**Figura 158: Inviluppo del momento attorno all'asse x (sx) e y (dx)**

### *14.9.3. SLE caratteristica*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione ottenuti allo SLE (caratteristica) sui pali considerando i carichi sopra esposti.

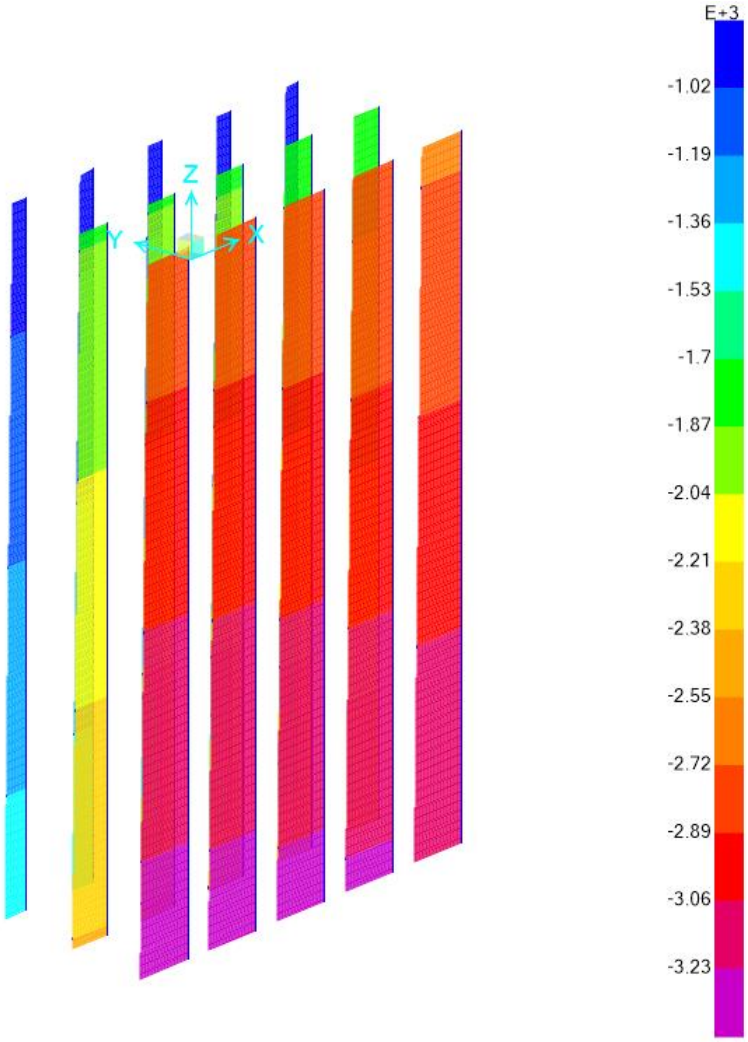



**Figura 159: Inviluppo dell'azione assiale**

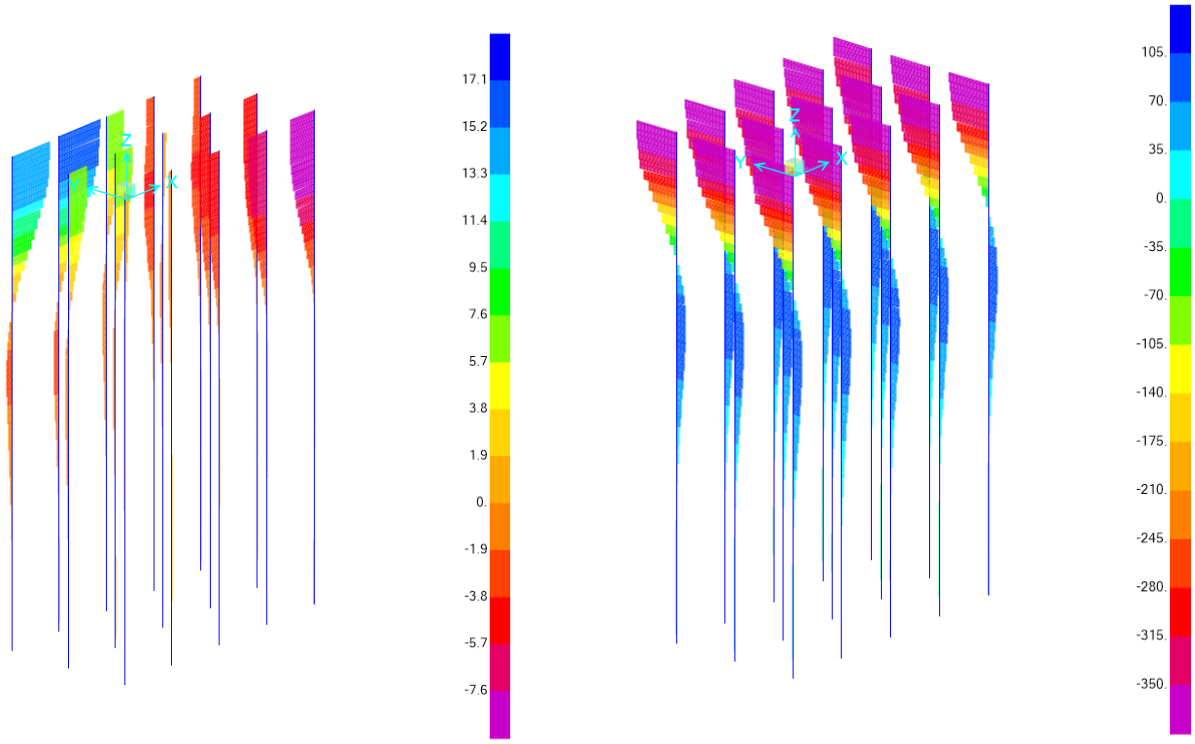



**Figura 160: Inviluppo del taglio in direzione x (sx) e y(dx)**

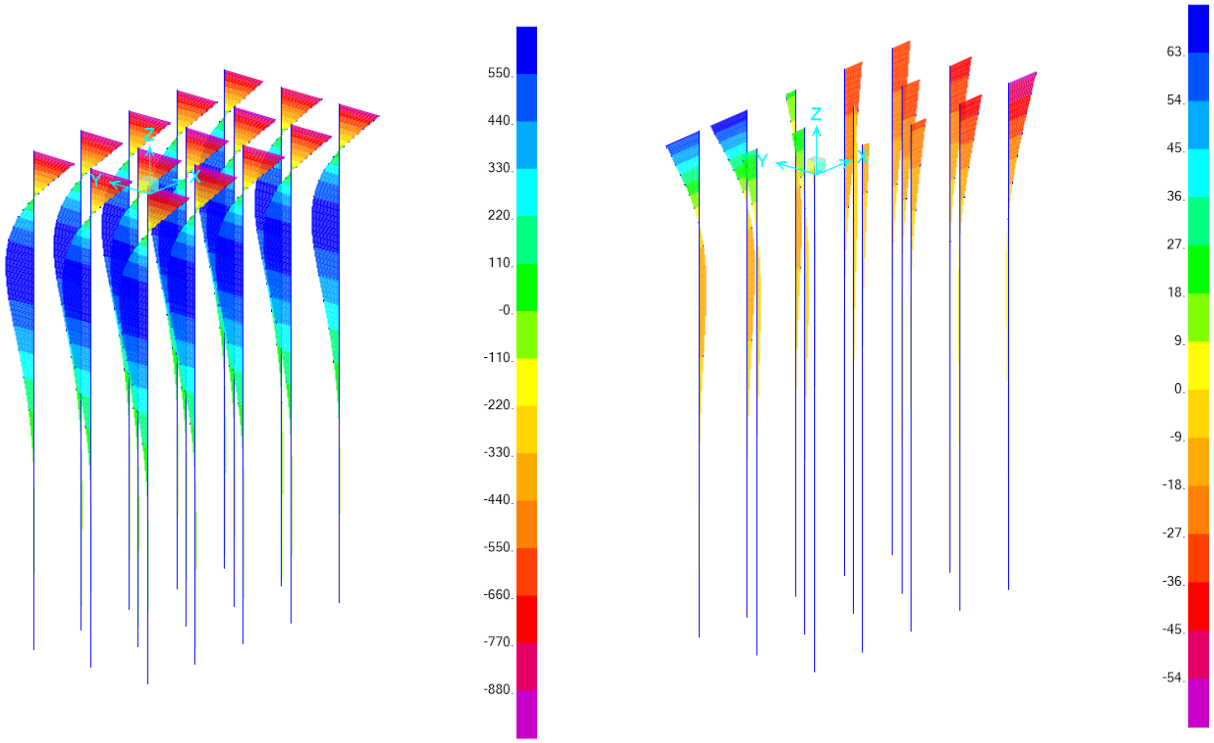



**Figura 161: Inviluppo del momento attorno all'asse x (sx) e y (dx)**

### *14.9.4. SLE frequente*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione ottenuti allo SLE (frequente) sui pali considerando i carichi sopra esposti.

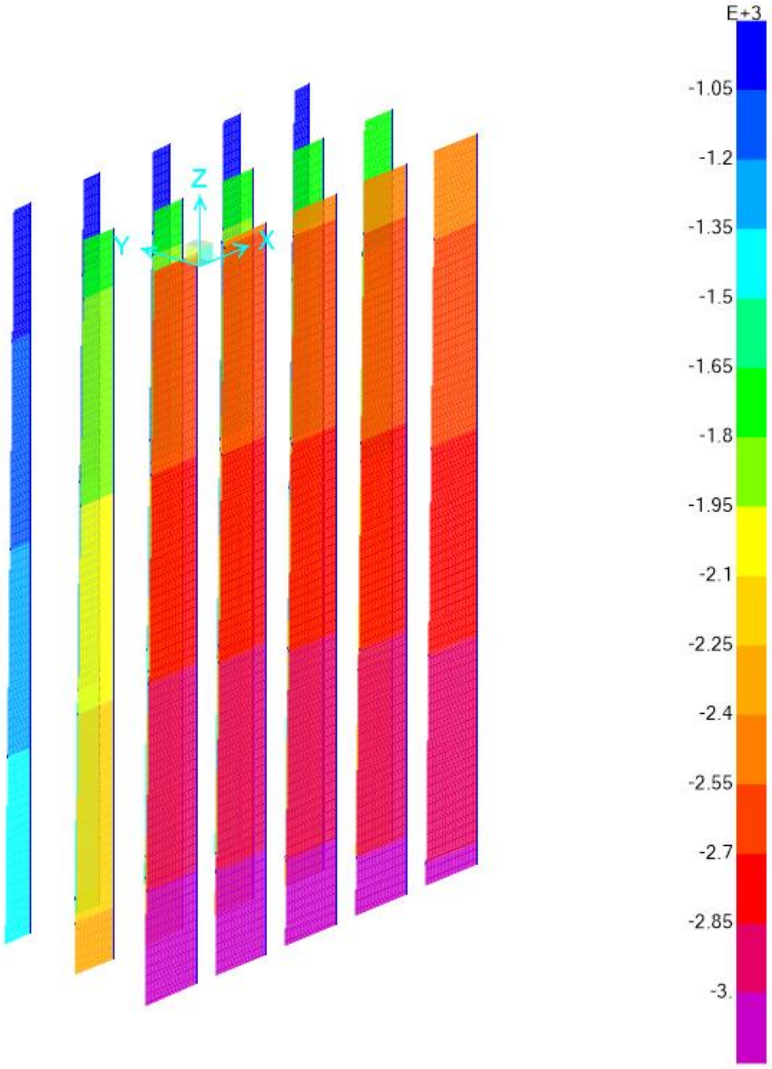



**Figura 162: Inviluppo dell'azione assiale**

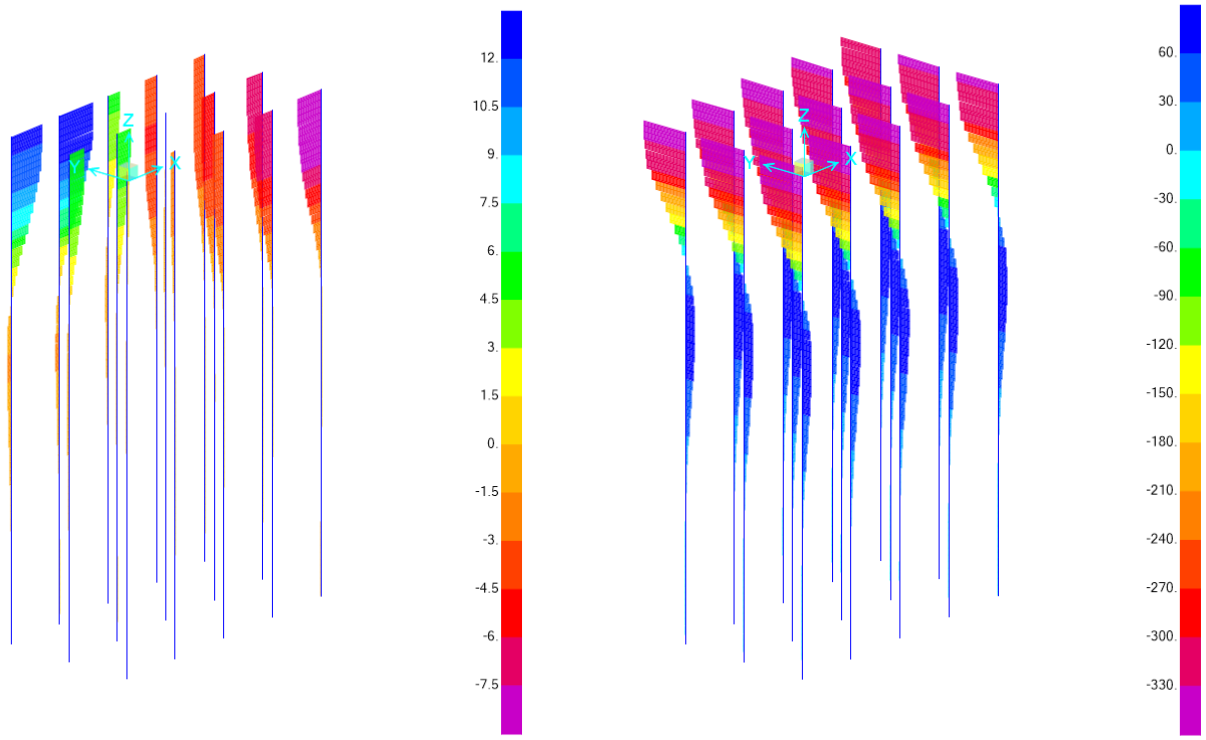



**Figura 163: Inviluppo del taglio in direzione x (sx) e y(dx)**

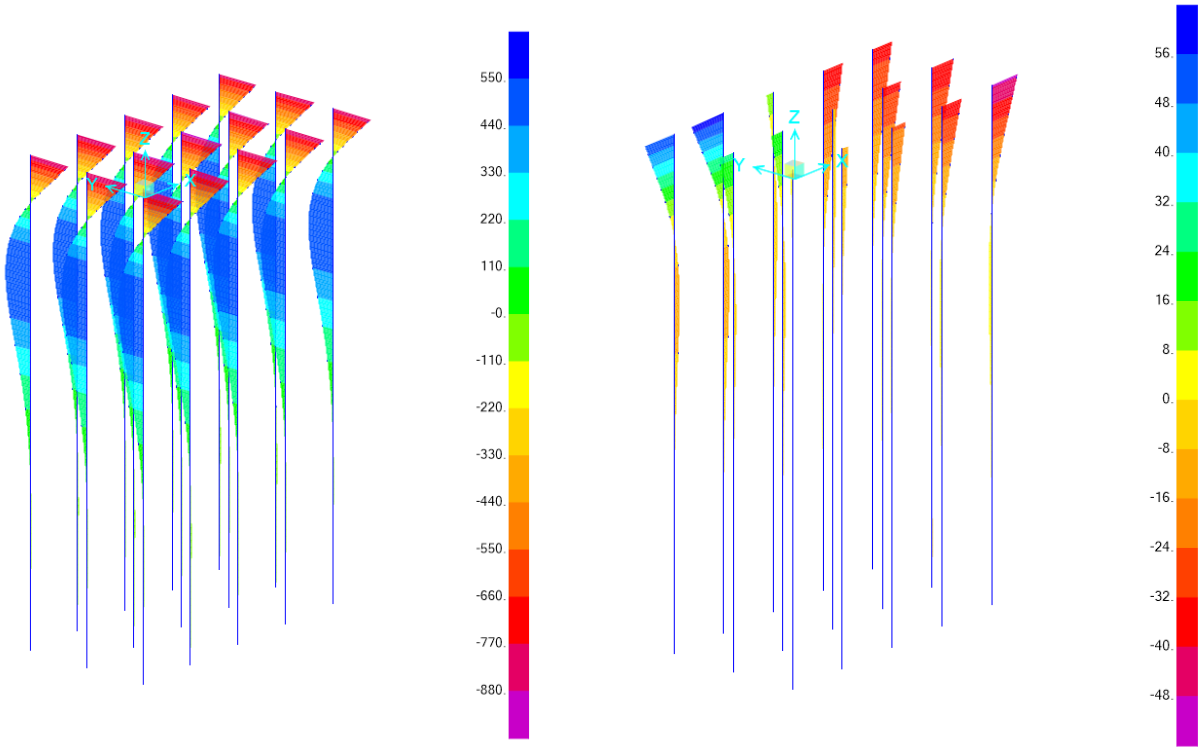



**Figura 164: Inviluppo del momento attorno all'asse x (sx) e y (dx)**

### *14.9.5. SLE quasi permanente*

Si riportano nel seguito i diagrammi di sollecitazione ottenuti allo SLE (quasi permanente) sui pali considerando i carichi sopra esposti.

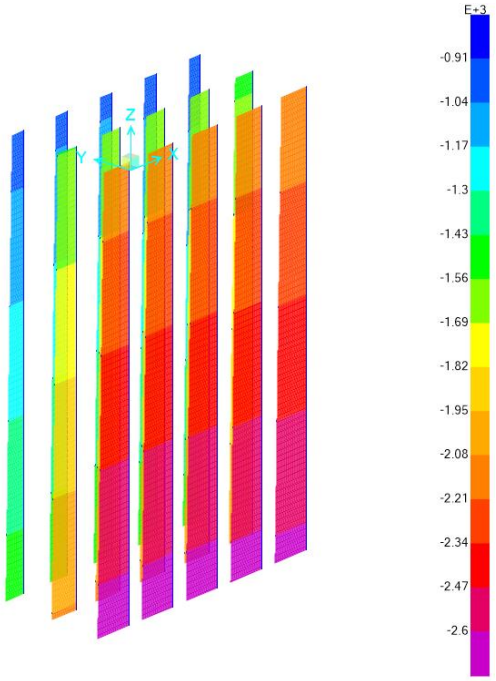



**Figura 165: Inviluppo dell'azione assiale**

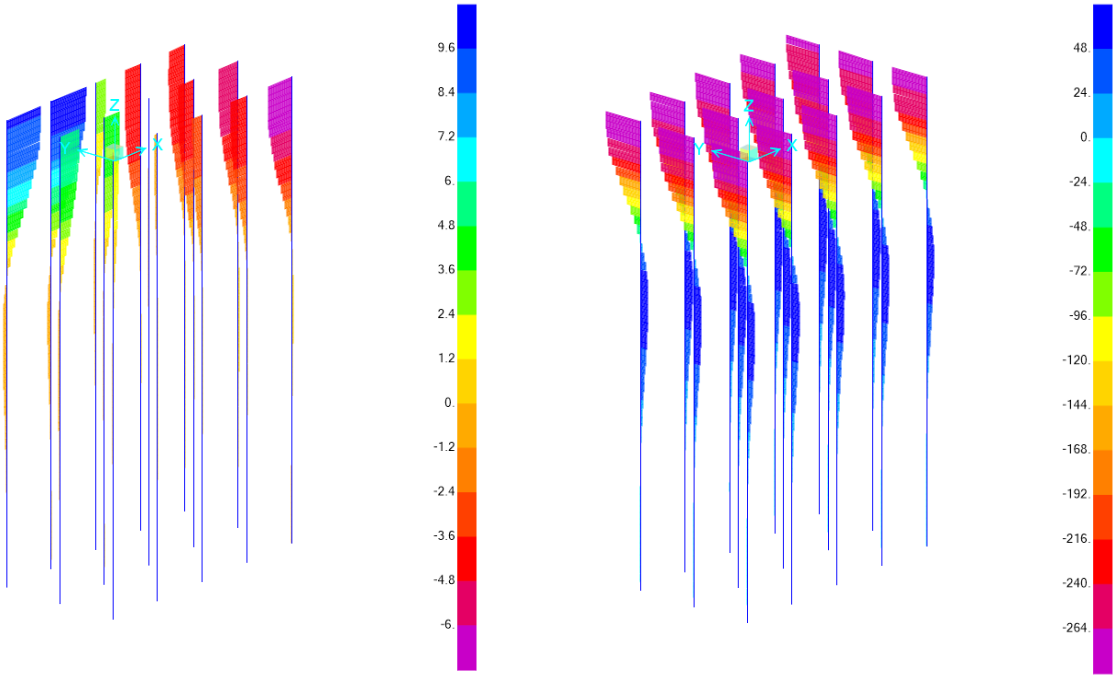



**Figura 166: Inviluppo del taglio in direzione x (sx) e y(dx)**

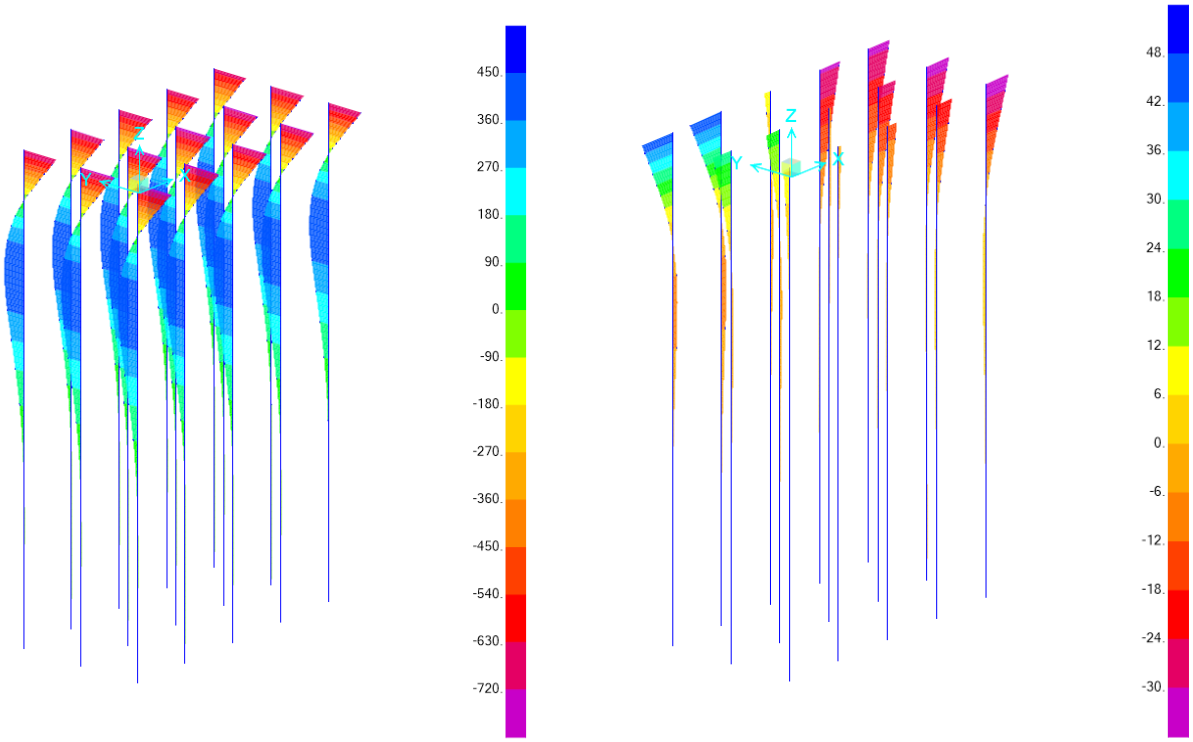



**Figura 167: Inviluppo del momento attorno all'asse x (sx) e y (dx)**

### *14.9.6. Riassunto sollecitazioni*

Si riportano nel seguito i riassunti delle sollecitazioni massime sui pali di entrambe le spalle.

| SOLLECITAZIONI SPALLE 1 E 2 | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | $N_{MAX}$ [kN] | $N_{MIN}$ [kN] | $V_{MAX}$ [kN] | $M_{MAX}$ [kNm] |
| SLU | -3808.58 | -1146.19 | 509.82 | 1288.05 |
| SLV | -2497.57 | -708.46 | 380.81 | 1009.44 |
| SLE RARA | -2787.58 | -858.48 | 378.12 | 960.50 |
| SLE FREQUENTE | -2552.89 | -913.61 | 346.13 | 906.64 |
| SLE Q.P. | -2131.71 | -958.18 | 280.65 | 768.78 |

# 15. VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE

## 15.1. Pali per Pila 1

### *15.1.1. Verifiche geotecniche*

Al fine dei calcoli viene considerata la stratigrafia riportata al §8.

#### *15.1.1.1 Verifiche di capacità portante verticale*

Nel seguito si esegue il calcolo della capacità portante verticale di progetto dei pali di fondazione dell'opera in oggetto secondo la combinazione A1+M1+R3.
Il calcolo è stato condotto considerando una lunghezza di calcolo del palo pari a 27.00 m ed una profondità di testa palo a -2.0 m da p.c.
Vista la tipologia di litografia coinvolta, incoerente, si calcola la resistenza in condizione drenate.

*La capacità portante laterale* è pari a:

$q_l = \sigma'_v \cdot k \cdot \tan\varphi$

$Ql = q_l \cdot A_l$

Si rende necessario quindi definire i valori dell'angolo di attrito φ per gli strati di terreno. I valori di k sono definiti, secondo le indicazioni riportate in *Fondazioni* di Carlo Viggiani e nelle *Raccomandazioni AGI*, in funzione della tecnologia di esecuzione del palo in questione e del tipo di terreno attraversato.
Nel caso in esame, si adotta un coefficiente k pari a 0,3 per gli strati relativi al riporto e k pari a 0,5 per quelli relativi ai terreni naturali.
*La capacità portante di punta* è pari a:

$q_p = N_q \cdot \sigma'_v$

$Qp = q_p \cdot A_p$

Nel caso di condizioni a lungo termine (condizioni drenate) si adotta un coefficiente $N_q$ in funzione dell'angolo di attrito del terreno di punta e della tipologia di palo in accordo con quanto riportato in *Fondazioni* di Carlo Viggiani e nelle *Raccomandazioni AGI* di cui si riporta in seguito il grafico.

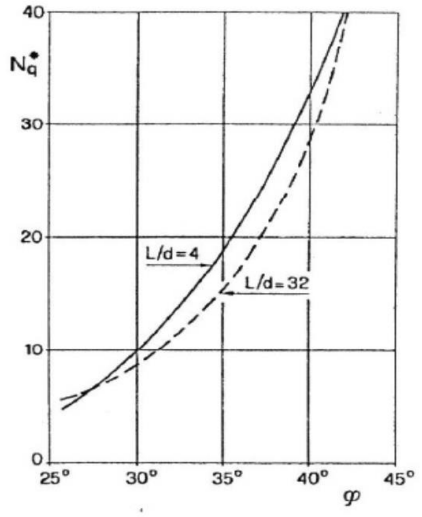



Fig. 5 - COEFFICIENTI $N_q^*$ (BEREZANTZEV, 1965), CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

Calcolate le capacità portanti laterali e di punta come sopra definito, si applica il coefficiente di correlazione $\xi_3$ in funzione del numero di verticali indagate (nel caso in esame si considera n.1 verticali indagate e quindi $\xi_3$ = 1.70), ed in accordo con quanto riportato al cap. 6.4 delle NTC 2018. Si ricavano quindi:

$Qp_{VKS} = Qp / \xi_3$

$Ql_{VKS} = Ql / \xi_3$

Infine si applicano i coefficienti parziali $\gamma_{R3}$ pari a 1.15 e 1.35 rispettivamente per la resistenza laterale di progetto e per quella di base in compressione e $\gamma_{R3}$ pari a 1.25 per la resistenza laterale di progetto a trazione. Si ricavano quindi:

$Qp_{VDS} = Qp_{VKS} / \gamma_{R3,p}$

$Ql_{VDS} = Ql_{VKS} / \gamma_{R3,l}$

La capacità portante a compressione verrà ulteriormente ridotta in considerazione del peso proprio del palo, opportunamente coefficientato, e dell'efficienza di gruppo. Quest'ultima viene calcolata con la seguente formulazione proposta da Converse-Labarre:

$\eta = 1 – (\text{arctg}\theta / (\pi / 2)) \cdot ((f – 1) \cdot g + (g – 1) \cdot f) / (f \cdot g)$

Avendo indicato con:

- $\theta = d / s$ l'angolo in gradi dato dal rapporto tra il diametro d dei pali e l'interasse tra gli stessi;
- d = 1.0 m il diametro dei pali della palificata;
- s = 3.40 m l'interasse tra i pali della palificata;
- f e g = il numero di righe e di colonne su cui sono disposti i pali.

| VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE (AGI, 1984) (Approccio 2 - A1+M1+R3) | |
|---|---|
| **Caratteristiche della fondazione** | |
| Tecnologia di esecuzione | Trivellato_classico |
| Materiale | Calcestruzzo_gettato_in_opera |
| Lunghezza del palo | L = 27,00 m |
| Diametro del palo | d = 1,00 m |
| Snellezza del palo | L/d = 27,00 |
| Numero di file | m = 2 |
| Numero di pali su ciascuna fila | n = 5 |
| Interasse medio del gruppo di pali | $i_m$ = 3,40 m |
| **Caratteristiche della falda** | |
| Peso specifico dell'acqua | $\gamma_w$ = 10,00 kN/m³ |
| Profondità della falda | $z_w$ = 9,81 m |

| Strato | h [m] | γ [kN/m³] | Φ' [°] | $c_u$ [kPa] | α [-] | k [-] | δ [°] | N*q [-] | $q_p$ [kPa] | $q'_p$ [kPa] | $q_s$ [kPa] | $A_s$ [m²] | $Q_s$ [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| D | 2,00 | 19,00 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 1 | 27,00 | 19,00 | 34,0 | 0,0 | 0,00 | 0,5 | 34,0 | 14,28 | 0,0 | 5129,3 | 80,1 | 84,82 | 6797,0 |

| Verifica di capacità portante verticale del singolo palo | |
|---|---|
| Stato di sollecitazione sul singolo palo | Compressione |
| Numero di verticali indagate | $N_v$ = 1 |
| Azione massima di progetto sul singolo palc | $N_d$ = 4779,9 kN |
| Resistenza caratteristica alla punta | $Q_{p,k}$ = 4028,6 kN |
| Resistenza caratteristica laterale | $Q_{s,k}$ = 6797,0 kN |
| Peso caratteristico del palo | $W_{p,k}$ = 530,1 kN |
| Coeff. di sicurezza per le azioni ($W_{p,k}$) | $\gamma_{G1}$ = 1,30 |
| Coeff. di sicurezza per la resistenza alla pun | $\gamma_p$ = 1,35 |
| Coeff. di sicurezza per la resistenza laterale | $\gamma_s$ = 1,15 |
| Resistenza di progetto alla punta | $Q_{p,d}$ = 2984,1 kN |
| Resistenza di progetto laterale | $Q_{s,d}$ = 5910,4 kN |
| Peso di progetto del palo | $W_{p,d}$ = 689,2 kN |
| Fattore di correlazione sulle verticali indaga | $\xi_3$ = 1,70 |
| Capacità portante del palo singolo | $Q_d$ = 4826,7 kN |
| Rapporto tra resistenza e azione | **$Q_d/N_d$ = 1,01** |
| SODDISFATTA | |
| **Verifica di capacità portante verticale della palificata** | |
| Tipologia di terreno | Incoerente |
| Formula di Converse-Labarre | η = 1,00 |
| Capacità portante del palo nel gruppo | $Q_{d,g}$ = 4826,7 kN |
| Rapporto tra resistenza e azione | **$Q_{d,g}/N_{d,g}$ = 1,01** |
| SODDISFATTA | |

La verifica a capacità portante a compressione del singolo palo facente parte della palificata risulta soddisfatta.

La verifica del palo sollecitato a trazione si omette in quanto tale sforzo è inferiore al peso proprio dell'elemento stesso.

#### *15.1.1.2 Verifiche di capacità portante orizzontale*

Il calcolo della capacità portante orizzontale di progetto dei pali dell'opera si esegue secondo l'Approccio 2 Combinazione A1+M1+R3. La verifica di capacità portante orizzontale viene condotta seguendo la teoria di Broms che assume quanto segue:

- terreno omogeneo;
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- forma del palo ininfluente (il palo ha solo moti rigidi sino al raggiungimento del momento di plasticizzazione, a partire dal quale si forma una cerniera plastica in cui la rotazione continua con momento costante).

Vista la tipologia di litografia coinvolta, incoerente, si calcola la resistenza in condizione drenate.

Si considerano pali soggetti a carichi orizzontali con rotazione in testa impedita in quanto innestati sulla fondazione dell'opera. Considerano le condizioni a lungo termine, quindi drenate, i meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono funzione della lunghezza del palo L, del diametro del palo d, dell'eccentricità e, del momento di plasticizzazione $M_y$ e della resistenza offerta dal terreno (si utilizza il coefficiente di spinta passiva $k_p$ e il peso nell'unità del volume $\gamma$).

Per pali impediti di ruotare in testa, si distinguono i seguenti meccanismi di:

- palo corto: non si raggiunge il momento di plasticizzazione in nessuna sezione e vale la seguente relazione:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = 1{,}5 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

- palo intermedio: si raggiunge il momento di plasticizzazione all'attacco palo-fondazione e vale la seguente relazione:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \cdot \frac{d}{L}$$

- palo lungo: si raggiunge il momento di plasticizzazione prima all'attacco palo-fondazione e successivamente in una sezione lungo il palo stesso e vale la seguente relazione:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left(3{,}676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

L'azione resistente caratteristica è data dal valore minimo di H delle tre relazioni precedentemente riportate.

| VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE (BROMS, 1964) (Approccio 2 - A1+M1+R3) | |
|---|---|
| **Caratteristiche geometriche del palo** | |
| Lunghezza del palo nel terreno | L = 27,0 m |
| Diametro del palo | d = 1,0 m |
| Eccentricità | e = 0,0 m |
| Spessore della fondazione | s = 1,8 m |
| Interasse tra i pali nella direzione del carico orizzontale | $i_x$ = 3,40 m |
| Interasse tra i pali ortogonale al carico orizzontale | $i_y$ = 3,40 m |
| **Resistenza del palo** | |
| 4 - Palo impedito di ruotare in testa - Condizioni drenate | |
| Momento di plasticizzazione | $M_{yd}$ = 3200,0 kNm |
| **Caratteristiche del terreno** | |
| Tipologia di terreno | 2 - Incoerente |
| Angolo di attrito efficace | $\phi'$ = 34,0 ° |
| Coesione efficace | c' = 0 kPa |
| Inclinazione p.c. | $\theta$ = 20,0 ° |
| Coeff. di spinta passiva | $K_p$ = 1,785 |
| Coeff. riduzione $H_{lim}$ con pendio in coesivo (Reese et al, 2006) | $\psi$ = 1,00 |
| Profondità della falda da testa palo | $z_w$ = 10,00 m |
| Peso specifico del terreno | $\gamma$ = 19,0 kN/m³ |

| Verifica di capacità portante trasversale del singolo palo | |
|---|---|
| Azione massima di progetto sul singolo palo | $T_d$ = 551,2 kN |
| Carico limite trasversale caratteristico | $H_{lim,k}$ = 2161,5 kN |
| Meccanismo di rottura | Palo lungo |
| Momento massimo | $M_{max}$ = 3200,0 kNm |
| Profondita momento massimo da testa palo | $z_{Mmax}$ = 4,96 m |
| Coeff. di sicurezza parziale (R3) | $\gamma_T$ = 1,30 |
| Numero di verticali indagate | $N_v$ = 1 |
| Fattore di correlazione sulle verticali indagate | $\xi_3$ = 1,70 |
| Carico limite trasversale di progetto del palo singolo | $H_{lim,d}$ = 978,1 kN |
| Rapporto tra resistenza e azione | **$H_{lim,d}/T_d$ = 1,77** |
| SODDISFATTA | |
| **Verifica di capacità portante trasversale della palificata** | |
| Efficienza di gruppo (Viggiani et al, 2012) | E = 0,57 |
| Capacità portante del palo nel gruppo | $H_{lim,g,d}$ = 554,2 kN |
| Rapporto tra resistenza e azione | **$H_{lim,d}/T_d$ = 1,01** |
| SODDISFATTA | |

La verifica a capacità portante orizzontale del singolo palo facente parte della palificata risulta soddisfatta.

### *15.1.2. Verifiche strutturali*

Le verifiche strutturali dei pali di fondazione riguardano:

- la verifica a flessione della sezione del palo;
- la verifica a taglio della sezione del palo.

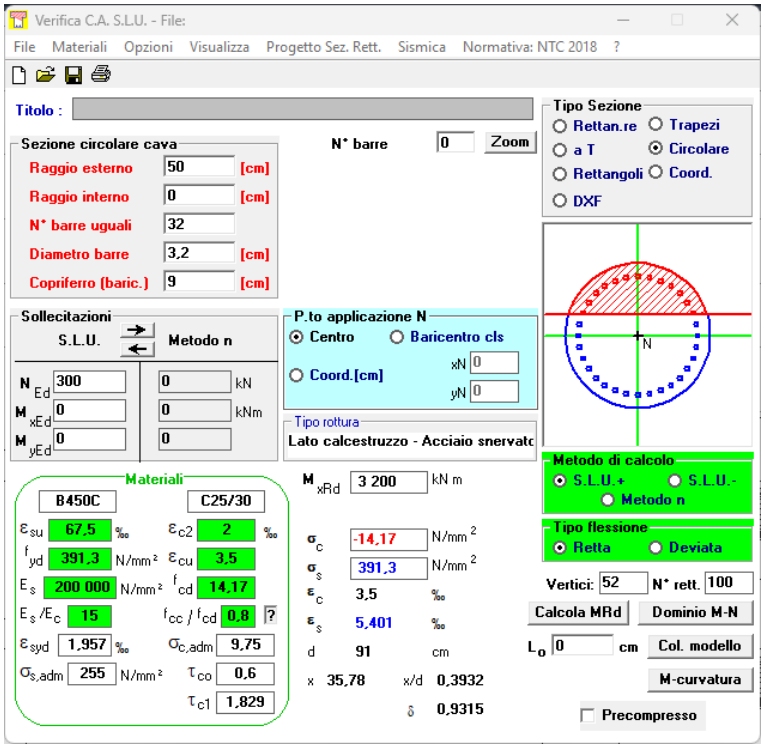
L'andamento delle sollecitazioni lungo il fusto del palo evidenzia che i massimi valori si concentrano in prossimità della testa, in corrispondenza del vincolo con il plinto. Alle profondità maggiori, le sollecitazioni risultano significativamente ridotte e non risultano dimensionanti per la verifica delle gabbie più profonde. Pertanto, l'armatura in tali tratti è stata definita in conformità ai requisiti di armatura minima previsti dalle NTC 2018, garantendo comunque la realizzabilità, la sicurezza e la durabilità dell'elemento strutturale.

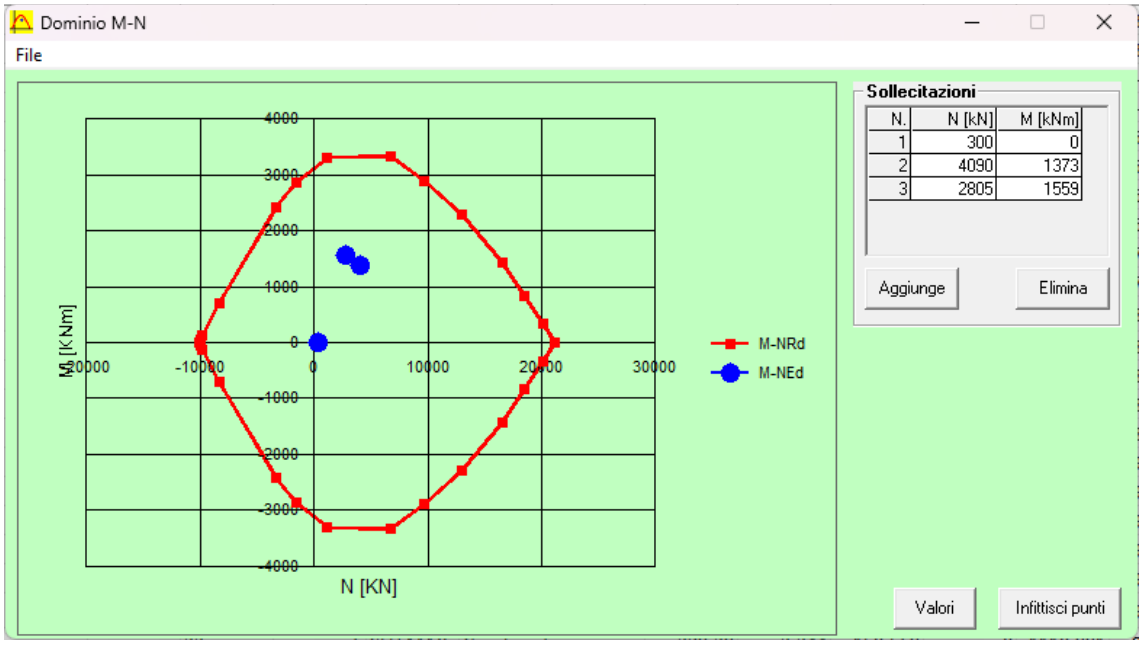
#### *15.1.2.1 Verifica a flessione*

La sollecitazione del momento in testa al palo, ottenuta dal modello vale:

$$M_{Ed} = 1559\ kNm$$

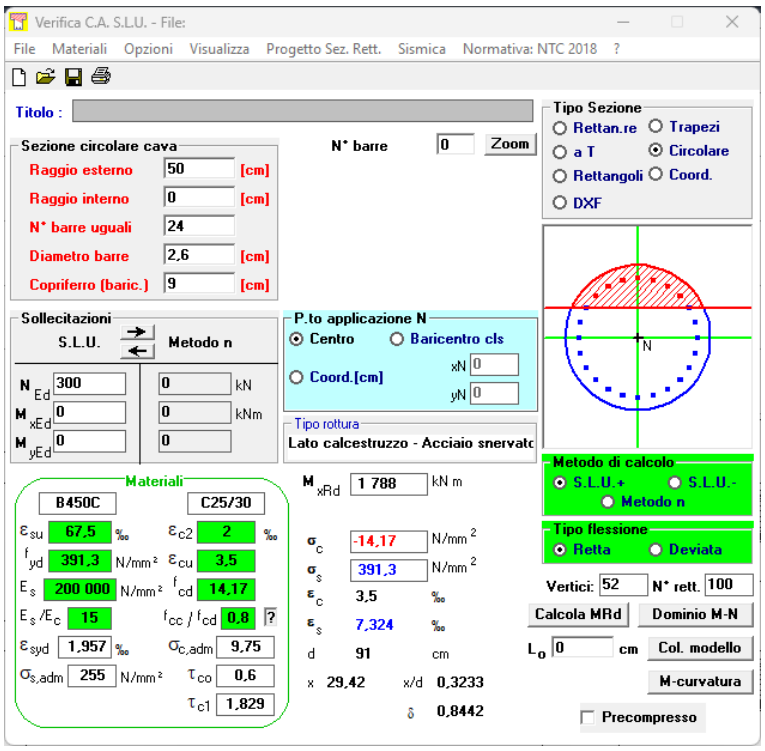
Il calcolo del momento resistente è mostrato in figura seguente, in cui si è utilizzato un calcestruzzo con classe di resistenza C25/30.

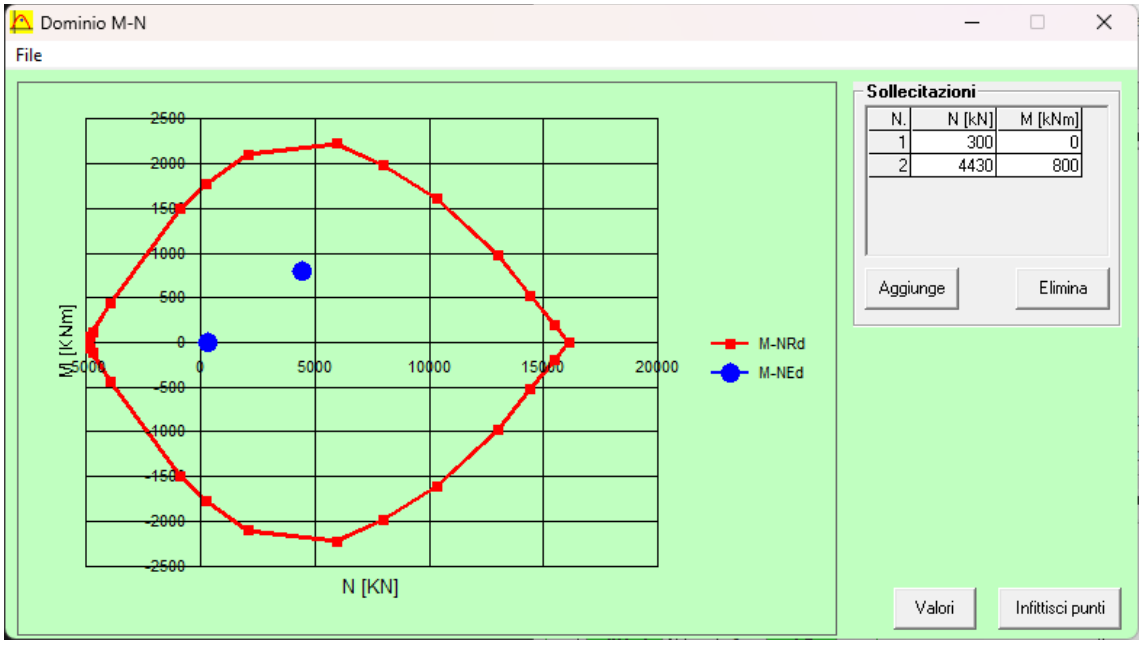





La sollecitazione del momento in prossimità del cambio della gabbia di armatura (z = -8,0 m), ottenuta dal modello vale:

$$M_{Ed} = 800\ kNm$$

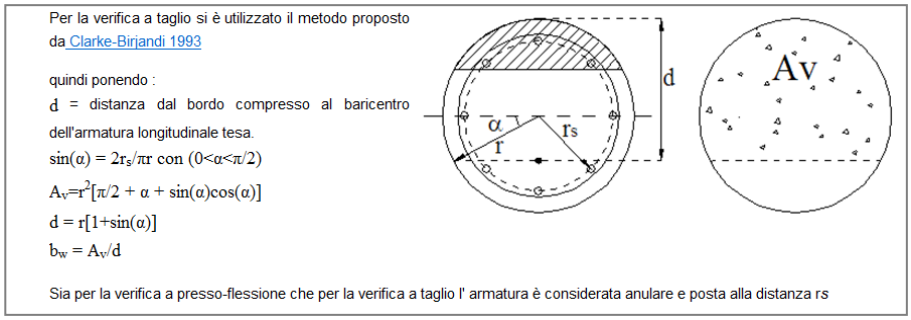





Le verifiche soprariportate risultano soddisfatte.

### *15.1.2.2 Verifica a taglio*

La verifica a taglio si conduce con un foglio di calcolo redato ad hoc in cui si inseriscono la geometria della sezione di riferimento, le armature di progetto previste, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio. Il foglio di calcolo implementa il metodo proposto da Clarke-Birjandi (1993), riportato nell'immagine sottostante.



| VERIFICA A TAGLIO DM 2018 | | | |
|---|---|---|---|
| $R_{ck}$ | 30 | MPa | |
| $f_{ck}$ | 24,90 | MPa | resistenza caratteristica a compressione |
| fynom | 450 | MPa | resistenza a trazione per snervamento nominale |
| **$V_{Ed}$** | **551,21** | KN | taglio di design SLU |
| **$N_{Ed}$** | **0,00** | KN | sforzo normale di design SLU |
| **Verifica a taglio in assenza di armature resistenti trasversali (punto 4.1.2.3.5.1 DM 17/1/18)** | | | |
| $r_s$ | 410 | mm | distanza tra asse long. delle barra e centro della sezione circolare |
| r | 500 | mm | raggio della sezione circolare |
| α | 0,549 | rad | arcsen((2*$r_s$)/(π*r)) |
| $A_v$ | 641319 | $mm^2$ | area equivalente |
| d | 761 | mm | altezza utile della sezione in mm |
| k | 1,51 | | $1+(200/d)^{0,5}$ e <2 |
| $b_w$ | 843 | mm | larghezza minima della sezione in mm |
| $\rho$ | 0,0201 | | rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa,< 0,02 |
| Φ ferri | 32 | mm | diametro ferri |
| n°/i | 16 | | numero di ferri per l'interasse scelto |
| $A_{sl}$ | 12868 | $mm^2$ | area di armatura longitudinale tesa a flessione |
| $v_{min}$ | 0,32 | | $0,035\ k^{3/2}\ f_{ck}^{1/2}$ |
| $\sigma_{cp}$ | 0 | MPa | $N_{Ed}/A_c$, tensione media di compressione nella sezione <0,2 fcd |
| $V_{Rd,\ min}$ | 208,38 | kN | $(\nu_{min}+0,15\ \sigma_{cp})b_w\ d$ |
| **$V_{Rd}$** | **428,75** | **kN** | $[0,18\ k\ (100\ \rho_1\ f_{ck})^{1/3}/\gamma_c+0,15\ \sigma_{cp}]b_w\ d > (\nu_{min}+0,15\ \sigma_{cp})b_w\ d$ |
| **verificato** | **è necessario disporre apposita armatura a taglio** | | |

| Verifica a taglio con armature resistenti trasversali (punto 4.1.2.3.5.2 DM 17/1/18) | | | |
|---|---|---|---|
| bracci | 2 | | |
| ϕ | 14 | | |
| $A_{sw}$ | 307,72 | $mm^2$ | area dell'armatura trasversale |
| s | 150 | mm | interasse staffe |
| $f'_{cd}$ | 7,06 | | 0,5 fcd |
| $\alpha$ | 90,00 | | |
| RAD | 1,57 | | |
| Θ | 43,00 | | |
| RAD | 0,75 | | |
| $\alpha_c$ | 1 | | |
| $V_{Rcd}$ | 2031,1 | kN | |
| $V_{Rsd}$ | 589,6 | kN | |
| **$V_{Rd}$** | **589,6** | **kN** | |
| **verificato** | **SI** | | |

Lungo il fusto del palo si prevede una riduzione del passo della spirale di armatura, si riporta in seguito la verifica di tale situazione.

| VERIFICA A TAGLIO DM 2018 | | | |
|---|---|---|---|
| $R_{ck}$ | 30 | MPa | |
| $f_{ck}$ | 24,90 | MPa | resistenza caratteristica a compressione |
| fynom | 450 | MPa | resistenza a trazione per snervamento nominale |
| **$V_{Ed}$** | **200,00** | KN | taglio di design SLU |
| **$N_{Ed}$** | **0,00** | KN | sforzo normale di design SLU |
| **Verifica a taglio in assenza di armature resistenti trasversali (punto 4.1.2.3.5.1 DM 17/1/18)** | | | |
| $r_s$ | 410 | mm | distanza tra asse long. delle barra e centro della sezione circolare |
| r | 500 | mm | raggio della sezione circolare |
| α | 0,549 | rad | arcsen((2*$r_s$)/(π*r)) |
| $A_v$ | 641319 | $mm^2$ | area equivalente |
| d | 761 | mm | altezza utile della sezione in mm |
| k | 1,51 | | $1+(200/d)^{0,5}$ e <2 |
| $b_w$ | 843 | mm | larghezza minima della sezione in mm |
| $\rho$ | 0,0099 | | rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa,< 0,02 |
| Φ ferri | 26 | mm | diametro ferri |
| n°/i | 12 | | numero di ferri per l'interasse scelto |
| $A_{sl}$ | 6371 | $mm^2$ | area di armatura longitudinale tesa a flessione |
| $v_{min}$ | 0,32 | | $0,035\ k^{3/2}\ f_{ck}^{1/2}$ |
| $\sigma_{cp}$ | 0 | MPa | $N_{Ed}/A_c$, tensione media di compressione nella sezione <0,2 fcd |
| $V_{Rd,\ min}$ | 208,38 | kN | $(\nu_{min}+0,15\ \sigma_{cp})b_w\ d$ |
| **$V_{Rd}$** | **339,19** | **kN** | $[0,18\ k\ (100\ \rho_1\ f_{ck})^{1/3}/\gamma_c+0,15\ \sigma_{cp}]b_w\ d > (\nu_{min}+0,15\ \sigma_{cp})b_w\ d$ |
| **verificato** | **SI** | | |

| Verifica a taglio con armature resistenti trasversali (punto 4.1.2.3.5.2 DM 17/1/18) | | | |
|---|---|---|---|
| bracci | 2 | | |
| ϕ | 14 | | |
| $A_{sw}$ | 307,72 | $mm^2$ | area dell'armatura trasversale |
| s | 200 | mm | interasse staffe |
| $f'_{cd}$ | 7,06 | | 0,5 fcd |
| $\alpha$ | 90,00 | | |
| RAD | 1,57 | | |
| Θ | 45,00 | | |
| RAD | 0,79 | | |
| $\alpha_c$ | 1 | | |
| $V_{Rcd}$ | 2036,0 | kN | |
| $V_{Rsd}$ | 412,4 | kN | |
| **$V_{Rd}$** | **412,4** | **kN** | |
| **verificato** | **SI** | | |

## 15.2. Pali per Pila 2

### *15.2.1. Verifiche geotecniche*

Al fine dei calcoli viene considerata la stratigrafia riportata al §8.

#### *15.2.1.1 Verifiche di capacità portante verticale*

Nel seguito si esegue il calcolo della capacità portante verticale di progetto dei pali di fondazione dell'opera in oggetto secondo la combinazione A1+M1+R3.
Il calcolo è stato condotto considerando una lunghezza di calcolo del palo pari a 23.00 m ed una profondità di testa palo a -2.5 m da p.c.
Vista la tipologia di litografia coinvolta, incoerente, si calcola la resistenza in condizione drenate.

*La capacità portante laterale* è pari a:

$q_l = \sigma'_v \cdot k \cdot \tan\varphi$

$Ql = q_l \cdot A_l$

Si rende necessario quindi definire i valori dell'angolo di attrito φ per gli strati di terreno. I valori di k sono definiti, secondo le indicazioni riportate in *Fondazioni* di Carlo Viggiani e nelle *Raccomandazioni AGI*, in funzione della tecnologia di esecuzione del palo in questione e del tipo di terreno attraversato.
Nel caso in esame, si adotta un coefficiente k pari a 0,3 per gli strati relativi al riporto e k pari a 0,5 per quelli relativi ai terreni naturali.
*La capacità portante di punta* è pari a:

$q_p = N_q \cdot \sigma'_v$

$Qp = q_p \cdot A_p$

Nel caso di condizioni a lungo termine (condizioni drenate) si adotta un coefficiente $N_q$ in funzione dell'angolo di attrito del terreno di punta e della tipologia di palo in accordo con quanto riportato in *Fondazioni* di Carlo Viggiani e nelle *Raccomandazioni AGI* di cui si riporta in seguito il grafico.

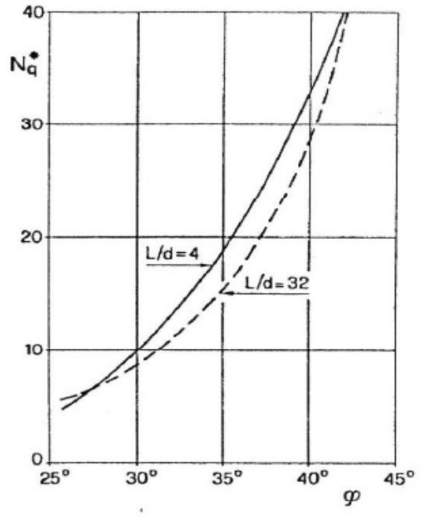



Fig. 5 - COEFFICIENTI $N_q^*$ (BEREZANTZEV, 1965), CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

Calcolate le capacità portanti laterali e di punta come sopra definito, si applica il coefficiente di correlazione $\xi_3$ in funzione del numero di verticali indagate (nel caso in esame si considera n.1 verticali indagate e quindi $\xi_3$ = 1.70), ed in accordo con quanto riportato al cap. 6.4 delle NTC 2018. Si ricavano quindi:

$Qp_{VKS} = Qp / \xi_3$

$Ql_{VKS} = Ql / \xi_3$

Infine si applicano i coefficienti parziali $\gamma_{R3}$ pari a 1.15 e 1.35 rispettivamente per la resistenza laterale di progetto e per quella di base in compressione e $\gamma_{R3}$ pari a 1.25 per la resistenza laterale di progetto a trazione. Si ricavano quindi:

$Qp_{VDS} = Qp_{VKS} / \gamma_{R3,p}$

$Ql_{VDS} = Ql_{VKS} / \gamma_{R3,l}$

La capacità portante a compressione verrà ulteriormente ridotta in considerazione del peso proprio del palo, opportunamente coefficientato, e dell'efficienza di gruppo. Quest'ultima viene calcolata con la seguente formulazione proposta da Converse-Labarre:

$\eta = 1 – (\mathrm{arctg}\theta / (\pi / 2)) \cdot ((f – 1) \cdot g + (g – 1) \cdot f) / (f \cdot g)$

Avendo indicato con:

- $\theta = d / s$ l'angolo in gradi dato dal rapporto tra il diametro d dei pali e l'interasse tra gli stessi;
- d = 1.0 m il diametro dei pali della palificata;
- s = 3.40 m l'interasse tra i pali della palificata;
- f e g = il numero di righe e di colonne su cui sono disposti i pali.

| VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE (AGI, 1984) (Approccio 2 - A1+M1+R3) | |
|---|---|
| **Caratteristiche della fondazione** | |
| Tecnologia di esecuzione | Trivellato_classico |
| Materiale | Calcestruzzo_gettato_in_opera |
| Lunghezza del palo | L = 23,00 m |
| Diametro del palo | d = 1,00 m |
| Snellezza del palo | L/d = 23,00 |
| Numero di file | m = 2 |
| Numero di pali su ciascuna fila | n = 5 |
| Interasse medio del gruppo di pali | $i_m$ = 3,40 m |
| **Caratteristiche della falda** | |
| Peso specifico dell'acqua | $\gamma_w$ = 9,81 kN/m³ |
| Profondità della falda | $z_w$ = 10,00 m |

| Strato | h [m] | γ [kN/m³] | Φ' [°] | $c_u$ [kPa] | α [-] | k [-] | δ [°] | N*q [-] | $q_p$ [kPa] | $q'_p$ [kPa] | $q_s$ [kPa] | $A_s$ [m²] | $Q_s$ [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| D | 2,50 | 19,00 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 1 | 23,00 | 19,00 | 34,0 | 0,0 | 0,00 | 0,5 | 34,0 | 14,66 | 0,0 | 4875,0 | 76,5 | 72,26 | 5525,9 |

| Verifica di capacità portante verticale del singolo palo | |
|---|---|
| Stato di sollecitazione sul singolo palo | Compressione |
| Numero di verticali indagate | $N_v$ = 1 |
| Azione massima di progetto sul singolo palc | $N_d$ = 4123,2 kN |
| Resistenza caratteristica alla punta | $Q_{p,k}$ = 3828,8 kN |
| Resistenza caratteristica laterale | $Q_{s,k}$ = 5525,9 kN |
| Peso caratteristico del palo | $W_{p,k}$ = 451,6 kN |
| Coeff. di sicurezza per le azioni ($W_{p,k}$) | $\gamma_{G1}$ = 1,30 |
| Coeff. di sicurezza per la resistenza alla pun | $\gamma_p$ = 1,35 |
| Coeff. di sicurezza per la resistenza laterale | $\gamma_s$ = 1,15 |
| Resistenza di progetto alla punta | $Q_{p,d}$ = 2836,1 kN |
| Resistenza di progetto laterale | $Q_{s,d}$ = 4805,1 kN |
| Peso di progetto del palo | $W_{p,d}$ = 587,1 kN |
| Fattore di correlazione sulle verticali indaga | $\xi_3$ = 1,70 |
| Capacità portante del palo singolo | $Q_d$ = 4149,5 kN |
| Rapporto tra resistenza e azione | **$Q_d/N_d$ = 1,01** |
| SODDISFATTA | |
| **Verifica di capacità portante verticale della palificata** | |
| Tipologia di terreno | Incoerente |
| Formula di Converse-Labarre | η = 1,00 |
| Capacità portante del palo nel gruppo | $Q_{d,g}$ = 4149,5 kN |
| Rapporto tra resistenza e azione | **$Q_{d,g}/N_{d,g}$ = 1,01** |
| SODDISFATTA | |

La verifica a capacità portante a compressione del singolo palo facente parte della palificata risulta soddisfatta.

La verifica del palo sollecitato a trazione si omette in quanto tale sforzo è inferiore al peso proprio dell'elemento stesso.

#### *15.2.1.2 Verifiche di capacità portante orizzontale*

Il calcolo della capacità portante orizzontale di progetto dei pali dell'opera si esegue secondo l'Approccio 2 Combinazione A1+M1+R3. La verifica di capacità portante orizzontale viene condotta seguendo la teoria di Broms che assume quanto segue:

- terreno omogeneo;
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- forma del palo ininfluente (il palo ha solo moti rigidi sino al raggiungimento del momento di plasticizzazione, a partire dal quale si forma una cerniera plastica in cui la rotazione continua con momento costante).

Vista la tipologia di litografia coinvolta, incoerente, si calcola la resistenza in condizione drenate.

Si considerano pali soggetti a carichi orizzontali con rotazione in testa impedita in quanto innestati sulla fondazione dell'opera. Considerano le condizioni a lungo termine, quindi drenate, i meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono funzione della lunghezza del palo L, del diametro del palo d, dell'eccentricità e, del momento di plasticizzazione $M_y$ e della resistenza offerta dal terreno (si utilizza il coefficiente di spinta passiva $k_p$ e il peso nell'unità del volume $\gamma$).

Per pali impediti di ruotare in testa, si distinguono i seguenti meccanismi di:

- palo corto: non si raggiunge il momento di plasticizzazione in nessuna sezione e vale la seguente relazione:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = 1{,}5 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

- palo intermedio: si raggiunge il momento di plasticizzazione all'attacco palo-fondazione e vale la seguente relazione:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \cdot \frac{d}{L}$$

- palo lungo: si raggiunge il momento di plasticizzazione prima all'attacco palo-fondazione e successivamente in una sezione lungo il palo stesso e vale la seguente relazione:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left(3{,}676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

L'azione resistente caratteristica è data dal valore minimo di H delle tre relazioni precedentemente riportate.

| VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE (BROMS, 1964) (Approccio 2 - A1+M1+R3) | |
|---|---|
| **Caratteristiche geometriche del palo** | |
| Lunghezza del palo nel terreno | L = 23,0 m |
| Diametro del palo | d = 1,0 m |
| Eccentricità | e = 0,0 m |
| Spessore della fondazione | s = 1,8 m |
| Interasse tra i pali nella direzione del carico orizzontale | $i_x$ = 3,40 m |
| Interasse tra i pali ortogonale al carico orizzontale | $i_y$ = 3,40 m |
| **Resistenza del palo** | |
| 4 - Palo impedito di ruotare in testa - Condizioni drenate | |
| Momento di plasticizzazione | $M_{yd}$ = 3200,0 kNm |
| **Caratteristiche del terreno** | |
| Tipologia di terreno | 2 - Incoerente |
| Angolo di attrito efficace | $\phi'$ = 34,0 ° |
| Coesione efficace | c' = 0 kPa |
| Inclinazione p.c. | $\theta$ = 20,0 ° |
| Coeff. di spinta passiva | $K_p$ = 1,785 |
| Coeff. riduzione $H_{lim}$ con pendio in coesivo (Reese et al, 2006) | $\psi$ = 1,00 |
| Profondità della falda da testa palo | $z_w$ = 10,00 m |
| Peso specifico del terreno | $\gamma$ = 19,0 kN/m³ |

| Verifica di capacità portante trasversale del singolo palo | |
|---|---|
| Azione massima di progetto sul singolo palo | $T_d$ = 550,9 kN |
| Carico limite trasversale caratteristico | $H_{lim,k}$ = 2161,5 kN |
| Meccanismo di rottura | Palo lungo |
| Momento massimo | $M_{max}$ = 3200,0 kNm |
| Profondita momento massimo da testa palo | $z_{Mmax}$ = 4,96 m |
| Coeff. di sicurezza parziale (R3) | $\gamma_T$ = 1,30 |
| Numero di verticali indagate | $N_v$ = 1 |
| Fattore di correlazione sulle verticali indagate | $\xi_3$ = 1,70 |
| Carico limite trasversale di progetto del palo singolo | $H_{lim,d}$ = 978,1 kN |
| Rapporto tra resistenza e azione | **$H_{lim,d}/T_d$ = 1,78** |
| SODDISFATTA | |
| **Verifica di capacità portante trasversale della palificata** | |
| Efficienza di gruppo (Viggiani et al, 2012) | E = 0,57 |
| Capacità portante del palo nel gruppo | $H_{lim,g,d}$ = 554,2 kN |
| Rapporto tra resistenza e azione | **$H_{lim,d}/T_d$ = 1,01** |
| SODDISFATTA | |

La verifica a capacità portante orizzontale del singolo palo facente parte della palificata risulta soddisfatta.

### *15.2.2. Verifiche strutturali*

Le verifiche strutturali dei pali di fondazione riguardano:

- la verifica a flessione della sezione del palo;
- la verifica a taglio della sezione del palo.

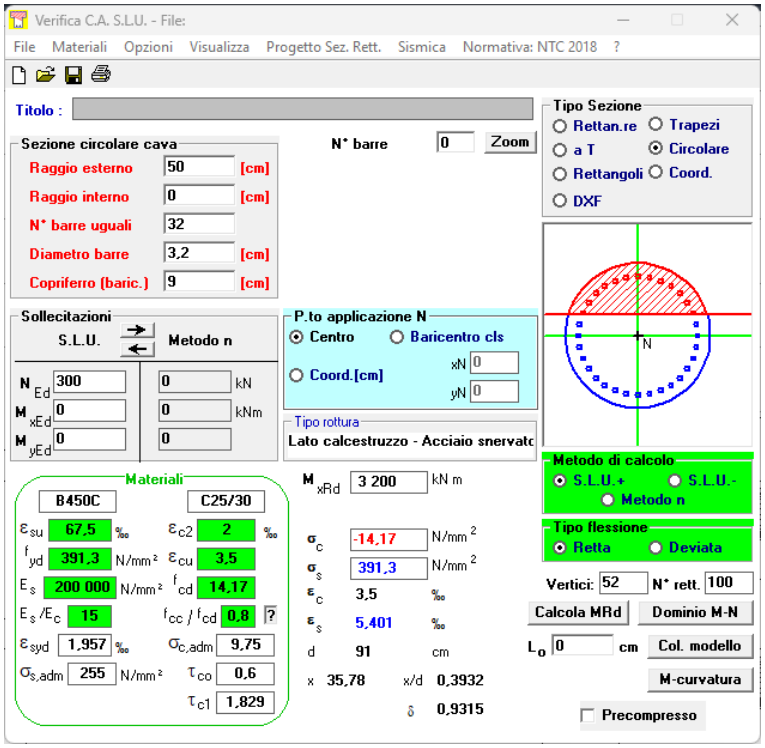
L'andamento delle sollecitazioni lungo il fusto del palo evidenzia che i massimi valori si concentrano in prossimità della testa, in corrispondenza del vincolo con il plinto. Alle profondità maggiori, le sollecitazioni risultano significativamente ridotte e non risultano dimensionanti per la verifica delle gabbie più profonde. Pertanto, l'armatura in tali tratti è stata definita in conformità ai requisiti di armatura minima previsti dalle NTC 2018, garantendo comunque la realizzabilità, la sicurezza e la durabilità dell'elemento strutturale.

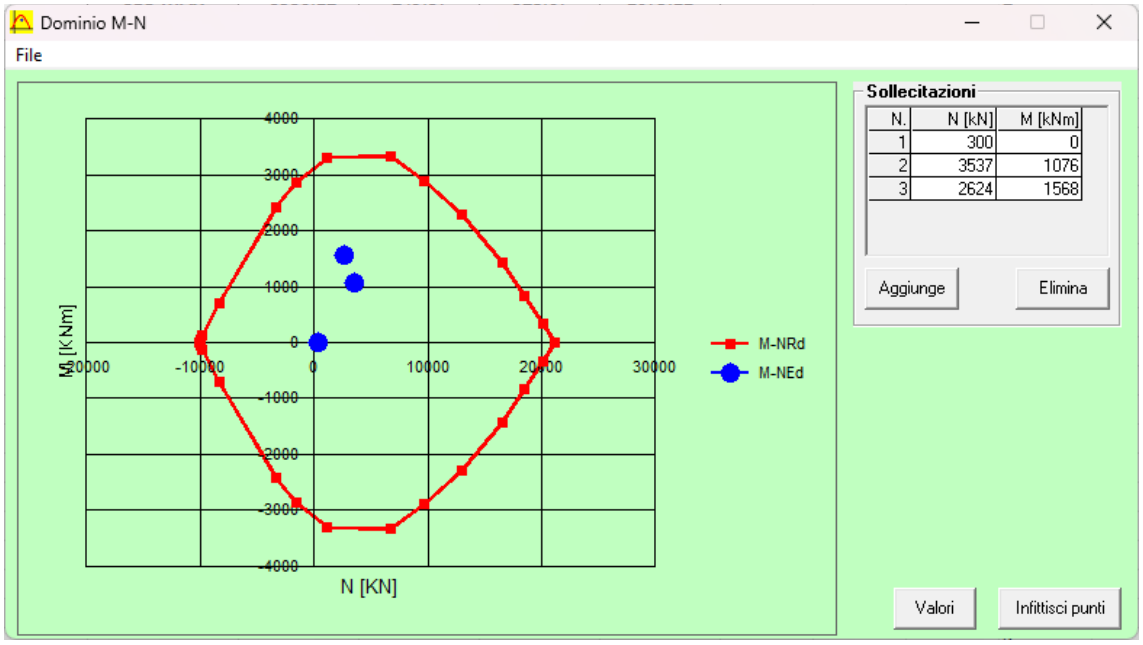
#### *15.2.2.1 Verifica a flessione*

La sollecitazione del momento in testa al palo, ottenuta dal modello vale:

$$M_{Ed} = 1568\ kNm$$

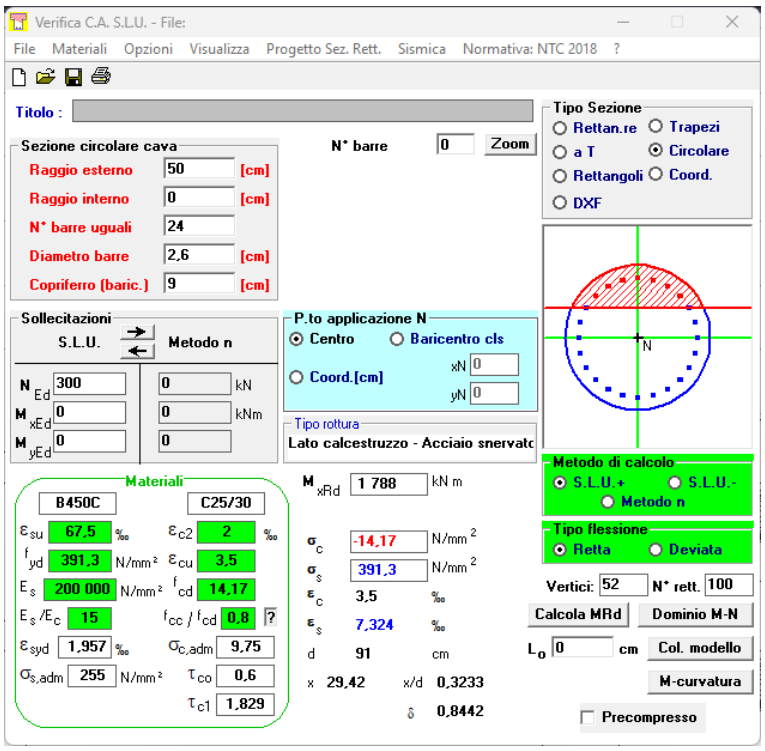
Il calcolo del momento resistente è mostrato in figura seguente, in cui si è utilizzato un calcestruzzo con classe di resistenza C25/30.

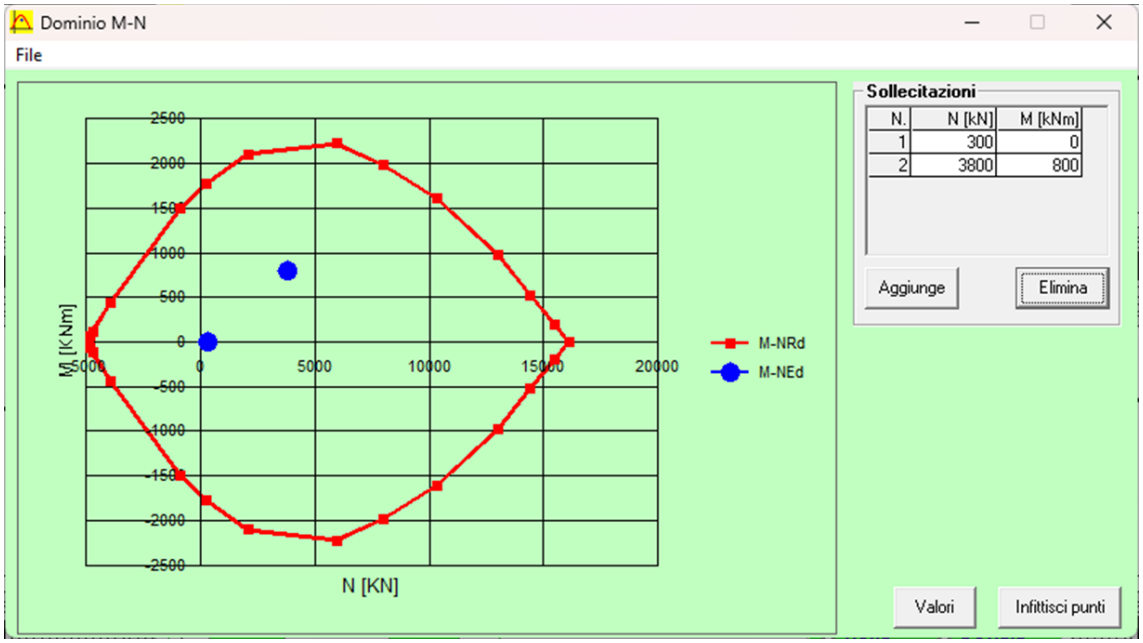





La sollecitazione del momento in prossimità del cambio della gabbia di armatura (z = -8,0 m), ottenuta dal modello vale:

$$M_{Ed} = 800\ kNm$$

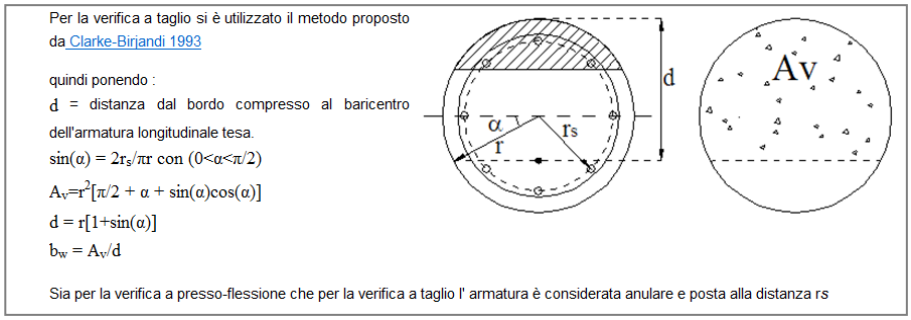





Le verifiche soprariportate risultano soddisfatte.

### *15.2.2.2 Verifica a taglio*

La verifica a taglio si conduce con un foglio di calcolo redato ad hoc in cui si inseriscono la geometria della sezione di riferimento, le armature di progetto previste, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio. Il foglio di calcolo implementa il metodo proposto da Clarke-Birjandi (1993), riportato nell'immagine sottostante.



| VERIFICA A TAGLIO DM 2018 | | | |
|---|---|---|---|
| $R_{ck}$ | 30 | MPa | |
| $f_{ck}$ | 24,90 | MPa | resistenza caratteristica a compressione |
| fynom | 450 | MPa | resistenza a trazione per snervamento nominale |
| **$V_{Ed}$** | **550,90** | KN | taglio di design SLU |
| **$N_{Ed}$** | **0,00** | KN | sforzo normale di design SLU |
| **Verifica a taglio in assenza di armature resistenti trasversali (punto 4.1.2.3.5.1 DM 17/1/18)** | | | |
| $r_s$ | 410 | mm | distanza tra asse long. delle barra e centro della sezione circolare |
| r | 500 | mm | raggio della sezione circolare |
| α | 0,549 | rad | arcsen((2*$r_s$)/(π*r)) |
| $A_v$ | 641319 | $mm^2$ | area equivalente |
| d | 761 | mm | altezza utile della sezione in mm |
| k | 1,51 | | $1+(200/d)^{0,5}$ e <2 |
| $b_w$ | 843 | mm | larghezza minima della sezione in mm |
| $\rho$ | 0,0201 | | rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa,< 0,02 |
| Φ ferri | 32 | mm | diametro ferri |
| n°/i | 16 | | numero di ferri per l'interasse scelto |
| $A_{sl}$ | 12868 | $mm^2$ | area di armatura longitudinale tesa a flessione |
| $v_{min}$ | 0,32 | | $0,035\ k^{3/2}\ f_{ck}^{1/2}$ |
| $\sigma_{cp}$ | 0 | MPa | $N_{Ed}/A_c$, tensione media di compressione nella sezione <0,2 fcd |
| $V_{Rd,\ min}$ | 208,38 | kN | $(\nu_{min}+0,15\ \sigma_{cp})b_w\ d$ |
| **$V_{Rd}$** | **428,75** | **kN** | $[0,18\ k\ (100\ \rho_1\ f_{ck})^{1/3}/\gamma_c+0,15\ \sigma_{cp}]b_w\ d > (\nu_{min}+0,15\ \sigma_{cp})b_w\ d$ |
| **verificato** | **è necessario disporre apposita armatura a taglio** | | |

| Verifica a taglio con armature resistenti trasversali (punto 4.1.2.3.5.2 DM 17/1/18) | | | |
|---|---|---|---|
| bracci | 2 | | |
| ϕ | 14 | | |
| $A_{sw}$ | 307,72 | $mm^2$ | area dell'armatura trasversale |
| s | 150 | mm | interasse staffe |
| $f'_{cd}$ | 7,06 | | 0,5 fcd |
| $\alpha$ | 90,00 | | |
| RAD | 1,57 | | |
| Θ | 43,00 | | |
| RAD | 0,75 | | |
| $\alpha_c$ | 1 | | |
| $V_{Rcd}$ | 2031,1 | kN | |
| $V_{Rsd}$ | 589,6 | kN | |
| **$V_{Rd}$** | **589,6** | **kN** | |
| **verificato** | **SI** | | |

Lungo il fusto del palo si prevede una riduzione del passo della spirale di armatura, si riporta in seguito la verifica di tale situazione.

| VERIFICA A TAGLIO DM 2018 | | | |
|---|---|---|---|
| $R_{ck}$ | 30 | MPa | |
| $f_{ck}$ | 24,90 | MPa | resistenza caratteristica a compressione |
| fynom | 450 | MPa | resistenza a trazione per snervamento nominale |
| **$V_{Ed}$** | **155,00** | KN | taglio di design SLU |
| **$N_{Ed}$** | **0,00** | KN | sforzo normale di design SLU |
| **Verifica a taglio in assenza di armature resistenti trasversali (punto 4.1.2.3.5.1 DM 17/1/18)** | | | |
| $r_s$ | 410 | mm | distanza tra asse long. delle barra e centro della sezione circolare |
| r | 500 | mm | raggio della sezione circolare |
| α | 0,549 | rad | arcsen((2*$r_s$)/(π*r)) |
| $A_v$ | 641319 | $mm^2$ | area equivalente |
| d | 761 | mm | altezza utile della sezione in mm |
| k | 1,51 | | $1+(200/d)^{0,5}$ e <2 |
| $b_w$ | 843 | mm | larghezza minima della sezione in mm |
| $\rho$ | 0,0099 | | rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa,< 0,02 |
| Φ ferri | 26 | mm | diametro ferri |
| n°/i | 12 | | numero di ferri per l'interasse scelto |
| $A_{sl}$ | 6371 | $mm^2$ | area di armatura longitudinale tesa a flessione |
| $v_{min}$ | 0,32 | | $0,035\ k^{3/2}\ f_{ck}^{1/2}$ |
| $\sigma_{cp}$ | 0 | MPa | $N_{Ed}/A_c$, tensione media di compressione nella sezione <0,2 fcd |
| $V_{Rd,\ min}$ | 208,38 | kN | $(\nu_{min}+0,15\ \sigma_{cp})b_w\ d$ |
| **$V_{Rd}$** | **339,19** | **kN** | $[0,18\ k\ (100\ \rho_1\ f_{ck})^{1/3}/\gamma_c+0,15\ \sigma_{cp}]b_w\ d > (\nu_{min}+0,15\ \sigma_{cp})b_w\ d$ |
| **verificato** | **SI** | | |

| Verifica a taglio con armature resistenti trasversali (punto 4.1.2.3.5.2 DM 17/1/18) | | | |
|---|---|---|---|
| bracci | 2 | | |
| ϕ | 14 | | |
| $A_{sw}$ | 307,72 | $mm^2$ | area dell'armatura trasversale |
| s | 200 | mm | interasse staffe |
| $f'_{cd}$ | 7,06 | | 0,5 fcd |
| $\alpha$ | 90,00 | | |
| RAD | 1,57 | | |
| Θ | 45,00 | | |
| RAD | 0,79 | | |
| $\alpha_c$ | 1 | | |
| $V_{Rcd}$ | 2036,0 | kN | |
| $V_{Rsd}$ | 412,4 | kN | |
| **$V_{Rd}$** | **412,4** | **kN** | |
| **verificato** | **SI** | | |

## 15.3. Pali per Spalla 1 e Spalla 2

### *15.3.1. Verifiche geotecniche*

Al fine dei calcoli viene considerata la stratigrafia riportata al §8.

#### *15.3.1.1 Verifiche di capacità portante verticale*

Nel seguito si esegue il calcolo della capacità portante verticale di progetto dei pali di fondazione dell'opera in oggetto secondo la combinazione A1+M1+R3.

Il calcolo è stato condotto considerando una lunghezza di calcolo del palo pari a 27.00 m ed una profondità di testa palo a -0.5 m da p.c.

Vista la tipologia di litografia coinvolta, incoerente, si calcola la resistenza in condizione drenate.

*La capacità portante laterale* è pari a:

$q_l = \sigma'_v \cdot k \cdot \tan\varphi$

$Ql = q_l \cdot A_l$

Si rende necessario quindi definire i valori dell'angolo di attrito φ per gli strati di terreno. I valori di k sono definiti, secondo le indicazioni riportate in *Fondazioni* di Carlo Viggiani e nelle *Raccomandazioni AGI*, in funzione della tecnologia di esecuzione del palo in questione e del tipo di terreno attraversato.

Nel caso in esame, si adotta un coefficiente k pari a 0,3 per gli strati relativi al riporto e k pari a 0,5 per quelli relativi ai terreni naturali.

*La capacità portante di punta* è pari a:

$q_p = N_q \cdot \sigma'_v$

$Qp = q_p \cdot A_p$

Nel caso di condizioni a lungo termine (condizioni drenate) si adotta un coefficiente $N_q$ in funzione dell'angolo di attrito del terreno di punta e della tipologia di palo in accordo con quanto riportato in *Fondazioni* di Carlo Viggiani e nelle *Raccomandazioni AGI* di cui si riporta in seguito il grafico.

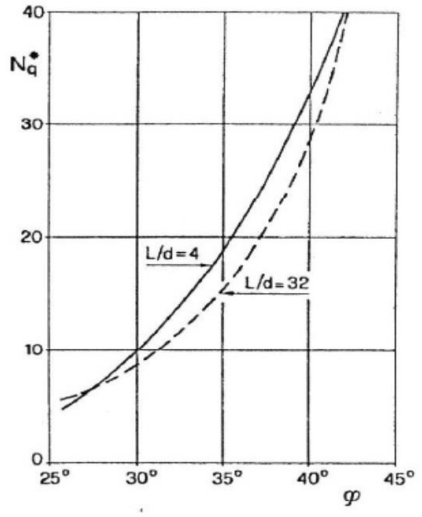



Fig. 5 - COEFFICIENTI $N_q^*$ (BEREZANTZEV, 1965), CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

Calcolate le capacità portanti laterali e di punta come sopra definito, si applica il coefficiente di correlazione $\xi_3$ in funzione del numero di verticali indagate (nel caso in esame si considera n.1 verticali indagate e quindi $\xi_3$ = 1.70), ed in accordo con quanto riportato al cap. 6.4 delle NTC 2018. Si ricavano quindi:

$Qp_{VKS} = Qp / \xi_3$

$Ql_{VKS} = Ql / \xi_3$

Infine si applicano i coefficienti parziali $\gamma_{R3}$ pari a 1.15 e 1.35 rispettivamente per la resistenza laterale di progetto e per quella di base in compressione e $\gamma_{R3}$ pari a 1.25 per la resistenza laterale di progetto a trazione. Si ricavano quindi:

$Qp_{VDS} = Qp_{VKS} / \gamma_{R3,p}$

$Ql_{VDS} = Ql_{VKS} / \gamma_{R3,l}$

La capacità portante a compressione verrà ulteriormente ridotta in considerazione del peso proprio del palo, opportunamente coefficientato, e dell'efficienza di gruppo. Quest'ultima viene calcolata con la seguente formulazione proposta da Converse-Labarre:

$\eta = 1 – (\text{arctg}\theta / (\pi / 2)) \cdot ((f – 1) \cdot g + (g – 1) \cdot f) / (f \cdot g)$

Avendo indicato con:

- $\theta = d / s$ l'angolo in gradi dato dal rapporto tra il diametro d dei pali e l'interasse tra gli stessi;
- d = 1.0 m il diametro dei pali della palificata;
- s = 3.75 m l'interasse tra i pali della palificata;
- f e g = il numero di righe e di colonne su cui sono disposti i pali.

| VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE (AGI, 1984) (Approccio 2 - A1+M1+R3) | |
|---|---|
| **Caratteristiche della fondazione** | |
| Tecnologia di esecuzione | Trivellato_classico |
| Materiale | Calcestruzzo_gettato_in_opera |
| Lunghezza del palo | L = 27,00 m |
| Diametro del palo | d = 1,00 m |
| Snellezza del palo | L/d = 27,00 |
| Numero di file | m = 3 |
| Numero di pali su ciascuna fila | n = 5 |
| Interasse medio del gruppo di pali | $i_m$ = 3,75 m |
| **Caratteristiche della falda** | |
| Peso specifico dell'acqua | $\gamma_w$ = 9,81 kN/m³ |
| Profondità della falda | $z_w$ = 10,00 m |

| Strato | h [m] | γ [kN/m³] | Φ' [°] | $c_u$ [kPa] | α [-] | k [-] | δ [°] | N*q [-] | $q_p$ [kPa] | $q'_p$ [kPa] | $q_s$ [kPa] | $A_s$ [m²] | $Q_s$ [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| D | 0,50 | 19,00 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 1 | 2,00 | 19,00 | 34,0 | 0,0 | 0,00 | 0,3 | 34,0 | 14,28 | 0,0 | 678,5 | 5,8 | 6,28 | 36,2 |
| 2 | 25,00 | 19,00 | 34,0 | 0,0 | 0,00 | 0,5 | 34,0 | 14,28 | 0,0 | 5011,1 | 79,6 | 78,54 | 6249,8 |

| Verifica di capacità portante verticale del singolo palo | |
|---|---|
| Stato di sollecitazione sul singolo palo | Compressione |
| Numero di verticali indagate | $N_v$ = 1 |
| Azione massima di progetto sul singolo palc | $N_d$ = 4497,8 kN |
| Resistenza caratteristica alla punta | $Q_{p,k}$ = 3935,7 kN |
| Resistenza caratteristica laterale | $Q_{s,k}$ = 6286,1 kN |
| Peso caratteristico del palo | $W_{p,k}$ = 530,1 kN |
| Coeff. di sicurezza per le azioni ($W_{p,k}$) | $\gamma_{G1}$ = 1,30 |
| Coeff. di sicurezza per la resistenza alla pun | $\gamma_p$ = 1,35 |
| Coeff. di sicurezza per la resistenza laterale | $\gamma_s$ = 1,15 |
| Resistenza di progetto alla punta | $Q_{p,d}$ = 2915,4 kN |
| Resistenza di progetto laterale | $Q_{s,d}$ = 5466,1 kN |
| Peso di progetto del palo | $W_{p,d}$ = 689,2 kN |
| Fattore di correlazione sulle verticali indaga | $\xi_3$ = 1,70 |
| Capacità portante del palo singolo | $Q_d$ = 4524,9 kN |
| Rapporto tra resistenza e azione | **$Q_d/N_d$ = 1,01** |
| SODDISFATTA | |
| **Verifica di capacità portante verticale della palificata** | |
| Tipologia di terreno | Incoerente |
| Formula di Converse-Labarre | η = 1,00 |
| Capacità portante del palo nel gruppo | $Q_{d,g}$ = 4524,9 kN |
| Rapporto tra resistenza e azione | **$Q_{d,g}/N_{d,g}$ = 1,01** |
| SODDISFATTA | |

La verifica a capacità portante a compressione del singolo palo facente parte della palificata risulta soddisfatta.

La verifica del palo sollecitato a trazione si omette in quanto l'elemento non è soggetto a tale sforzo.

#### *15.3.1.2 Verifiche di capacità portante orizzontale*

Il calcolo della capacità portante orizzontale di progetto dei pali dell'opera si esegue secondo l'Approccio 2 Combinazione A1+M1+R3. La verifica di capacità portante orizzontale viene condotta seguendo la teoria di Broms che assume quanto segue:

- terreno omogeneo;
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- forma del palo ininfluente (il palo ha solo moti rigidi sino al raggiungimento del momento di plasticizzazione, a partire dal quale si forma una cerniera plastica in cui la rotazione continua con momento costante).

Vista la tipologia di litografia coinvolta, incoerente, si calcola la resistenza in condizione drenate.

Si considerano pali soggetti a carichi orizzontali con rotazione in testa impedita in quanto innestati sulla fondazione dell'opera. Considerano le condizioni a lungo termine, quindi drenate, i meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono funzione della lunghezza del palo L, del diametro del palo d, dell'eccentricità e, del momento di plasticizzazione $M_y$ e della resistenza offerta dal terreno (si utilizza il coefficiente di spinta passiva $k_p$ e il peso nell'unità del volume $\gamma$).

Per pali impediti di ruotare in testa, si distinguono i seguenti meccanismi di:

- palo corto: non si raggiunge il momento di plasticizzazione in nessuna sezione e vale la seguente relazione:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = 1{,}5 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

- palo intermedio: si raggiunge il momento di plasticizzazione all'attacco palo-fondazione e vale la seguente relazione:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \cdot \frac{d}{L}$$

- palo lungo: si raggiunge il momento di plasticizzazione prima all'attacco palo-fondazione e successivamente in una sezione lungo il palo stesso e vale la seguente relazione:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left(3{,}676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

L'azione resistente caratteristica è data dal valore minimo di H delle tre relazioni precedentemente riportate.

| VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE (BROMS, 1964) (Approccio 2 - A1+M1+R3) | |
|---|---|
| **Caratteristiche geometriche del palo** | |
| Lunghezza del palo nel terreno | L = 27,0 m |
| Diametro del palo | d = 1,0 m |
| Eccentricità | e = 0,0 m |
| Spessore della fondazione | s = 1,5 m |
| Interasse tra i pali nella direzione del carico orizzontale | $i_x$ = 3,75 m |
| Interasse tra i pali ortogonale al carico orizzontale | $i_y$ = 3,75 m |
| **Resistenza del palo** | |
| 4 - Palo impedito di ruotare in testa - Condizioni drenate | |
| Momento di plasticizzazione | $M_{yd}$ = 3200,0 kNm |
| **Caratteristiche del terreno** | |
| Tipologia di terreno | 2 - Incoerente |
| Angolo di attrito efficace | $\phi'$ = 34,0 ° |
| Coesione efficace | c' = 0 kPa |
| Inclinazione p.c. | $\theta$ = 20,0 ° |
| Coeff. di spinta passiva | $K_p$ = 1,785 |
| Coeff. riduzione $H_{lim}$ con pendio in coesivo (Reese et al, 2006) | $\psi$ = 1,00 |
| Profondità della falda da testa palo | $z_w$ = 10,00 m |
| Peso specifico del terreno | $\gamma$ = 19,0 kN/m³ |

| Verifica di capacità portante trasversale del singolo palo | |
|---|---|
| Azione massima di progetto sul singolo palo | $T_d$ = 509,8 kN |
| Carico limite trasversale caratteristico | $H_{lim,k}$ = 2084,9 kN |
| Meccanismo di rottura | Palo lungo |
| Momento massimo | $M_{max}$ = 3200,0 kNm |
| Profondita momento massimo da testa palo | $z_{Mmax}$ = 5,08 m |
| Coeff. di sicurezza parziale (R3) | $\gamma_T$ = 1,30 |
| Numero di verticali indagate | $N_v$ = 1 |
| Fattore di correlazione sulle verticali indagate | $\xi_3$ = 1,70 |
| Carico limite trasversale di progetto del palo singolo | $H_{lim,d}$ = 943,4 kN |
| Rapporto tra resistenza e azione | **$H_{lim,d}/T_d$ = 1,85** |
| SODDISFATTA | |
| **Verifica di capacità portante trasversale della palificata** | |
| Efficienza di gruppo (Viggiani et al, 2012) | E = 0,63 |
| Capacità portante del palo nel gruppo | $H_{lim,g,d}$ = 589,6 kN |
| Rapporto tra resistenza e azione | **$H_{lim,d}/T_d$ = 1,16** |
| SODDISFATTA | |

La verifica a capacità portante orizzontale del singolo palo facente parte della palificata risulta soddisfatta.

### *15.3.2. Verifiche strutturali*

Le verifiche strutturali dei pali di fondazione riguardano:

- la verifica a flessione della sezione del palo;
- la verifica a taglio della sezione del palo.

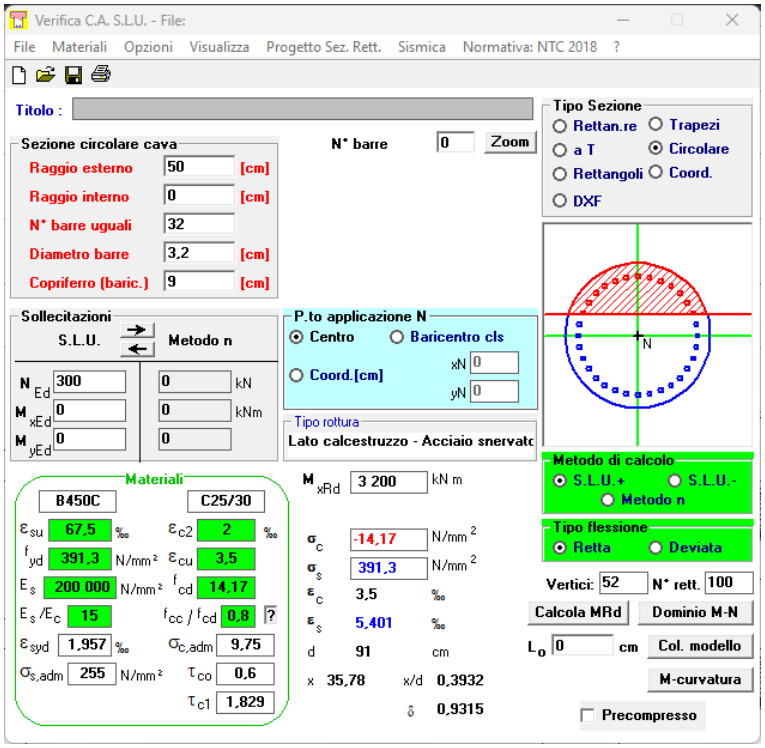
L'andamento delle sollecitazioni lungo il fusto del palo evidenzia che i massimi valori si concentrano in prossimità della testa, in corrispondenza del vincolo con il plinto. Alle profondità maggiori, le sollecitazioni risultano significativamente ridotte e non risultano dimensionanti per la verifica delle gabbie più profonde. Pertanto, l'armatura in tali tratti è stata definita in conformità ai requisiti di armatura minima previsti dalle NTC 2018, garantendo comunque la realizzabilità, la sicurezza e la durabilità dell'elemento strutturale.

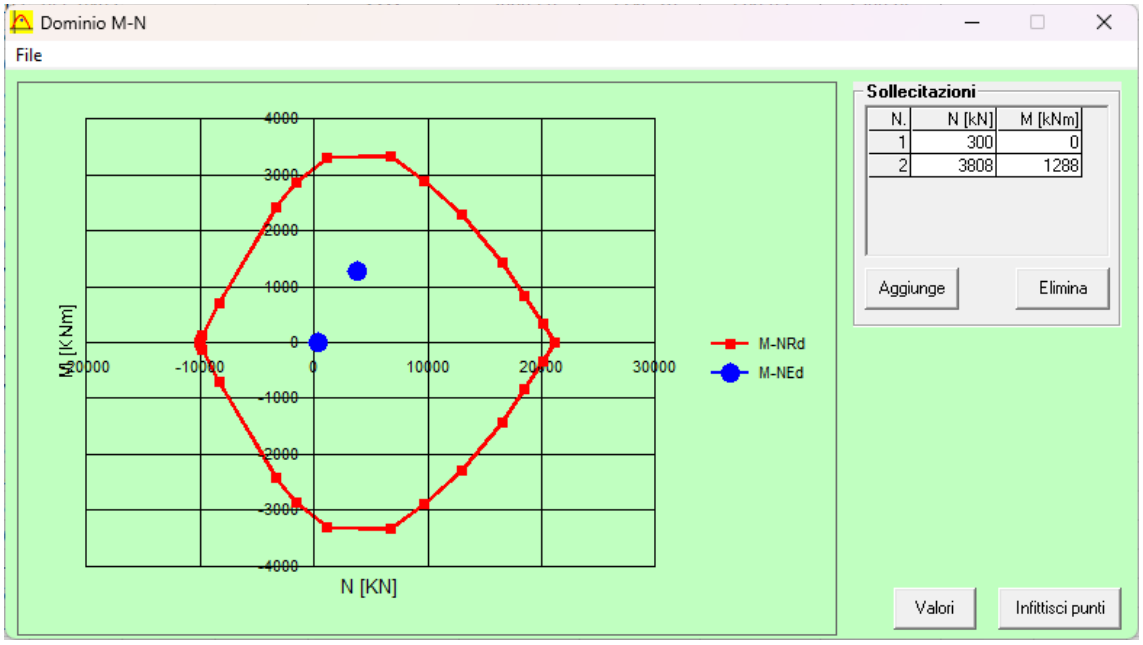
#### *15.3.2.1 Verifica a flessione*

La sollecitazione del momento in testa al palo, ottenuta dal modello vale:

$$M_{Ed} = 1288\ kNm$$

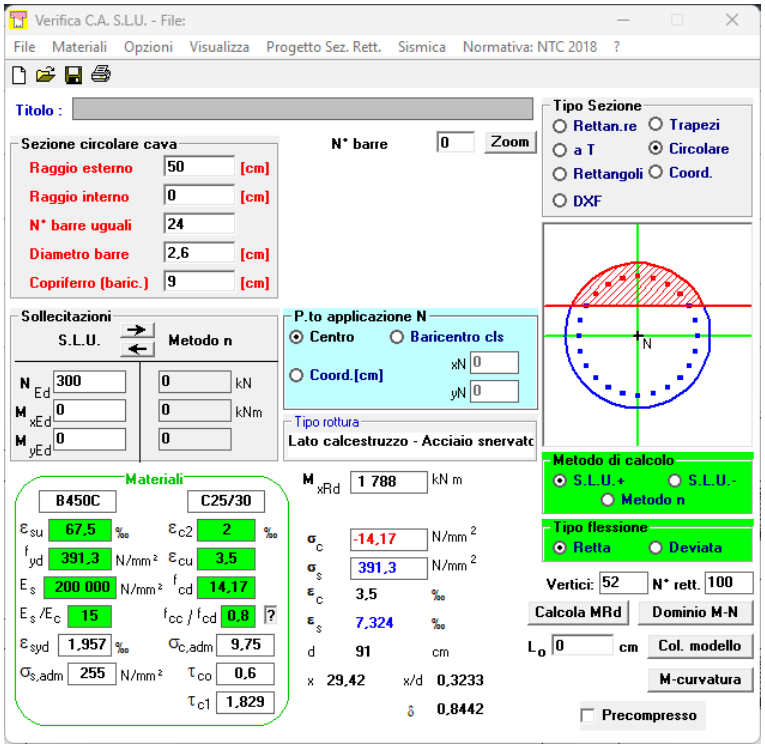
Il calcolo del momento resistente è mostrato in figura seguente, in cui si è utilizzato un calcestruzzo con classe di resistenza C25/30.

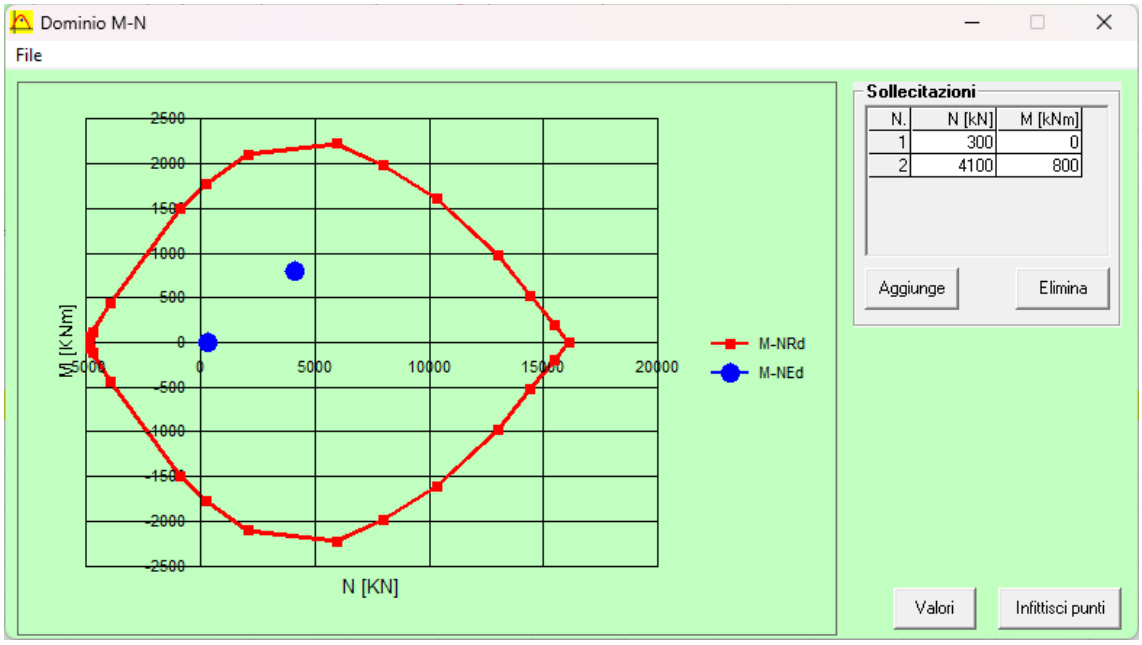





La sollecitazione del momento in prossimità del cambio della gabbia di armatura (z = -8,0 m), ottenuta dal modello vale:

$$M_{Ed} = 800\ kNm$$

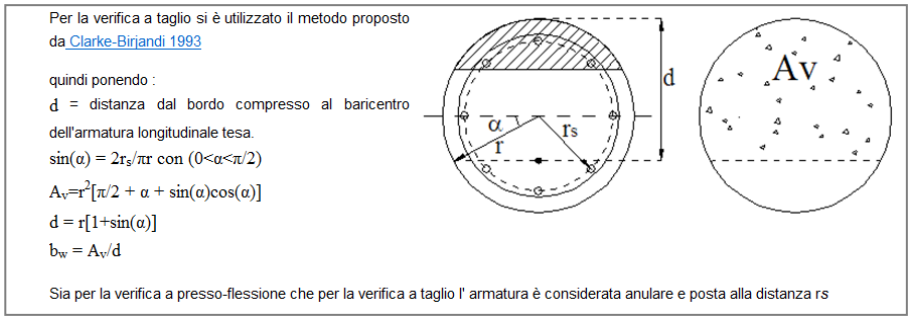





Le verifiche soprariportate risultano soddisfatte.

### *15.3.2.2 Verifica a taglio*

La verifica a taglio si conduce con un foglio di calcolo redato ad hoc in cui si inseriscono la geometria della sezione di riferimento, le armature di progetto previste, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio. Il foglio di calcolo implementa il metodo proposto da Clarke-Birjandi (1993), riportato nell'immagine sottostante.



| VERIFICA A TAGLIO DM 2018 | | | |
|---|---|---|---|
| $R_{ck}$ | 30 | MPa | |
| $f_{ck}$ | 24,90 | MPa | resistenza caratteristica a compressione |
| fynom | 450 | MPa | resistenza a trazione per snervamento nominale |
| **$V_{Ed}$** | **509,82** | KN | taglio di design SLU |
| **$N_{Ed}$** | **0,00** | KN | sforzo normale di design SLU |
| **Verifica a taglio in assenza di armature resistenti trasversali (punto 4.1.2.3.5.1 DM 17/1/18)** | | | |
| $r_s$ | 410 | mm | distanza tra asse long. delle barra e centro della sezione circolare |
| r | 500 | mm | raggio della sezione circolare |
| α | 0,549 | rad | arcsen((2*$r_s$)/(π*r)) |
| $A_v$ | 641319 | $mm^2$ | area equivalente |
| d | 761 | mm | altezza utile della sezione in mm |
| k | 1,51 | | $1+(200/d)^{0,5}$ e <2 |
| $b_w$ | 843 | mm | larghezza minima della sezione in mm |
| $\rho$ | 0,0201 | | rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa,< 0,02 |
| Φ ferri | 32 | mm | diametro ferri |
| n°/i | 16 | | numero di ferri per l'interasse scelto |
| $A_{sl}$ | 12868 | $mm^2$ | area di armatura longitudinale tesa a flessione |
| $v_{min}$ | 0,32 | | $0,035\ k^{3/2}\ f_{ck}^{1/2}$ |
| $\sigma_{cp}$ | 0 | MPa | $N_{Ed}/A_c$, tensione media di compressione nella sezione <0,2 fcd |
| $V_{Rd,\ min}$ | 208,38 | kN | $(\nu_{min}+0,15\ \sigma_{cp})b_w\ d$ |
| **$V_{Rd}$** | **428,75** | **kN** | $[0,18\ k\ (100\ \rho_1\ f_{ck})^{1/3}/\gamma_c+0,15\ \sigma_{cp}]b_w\ d > (\nu_{min}+0,15\ \sigma_{cp})b_w\ d$ |
| **verificato** | **è necessario disporre apposita armatura a taglio** | | |

| Verifica a taglio con armature resistenti trasversali (punto 4.1.2.3.5.2 DM 17/1/18) | | | |
|---|---|---|---|
| bracci | 2 | | |
| ϕ | 14 | | |
| $A_{sw}$ | 307,72 | $mm^2$ | area dell'armatura trasversale |
| s | 150 | mm | interasse staffe |
| $f'_{cd}$ | 7,06 | | 0,5 fcd |
| $\alpha$ | 90,00 | | |
| RAD | 1,57 | | |
| Θ | 45,00 | | |
| RAD | 0,79 | | |
| $\alpha_c$ | 1 | | |
| $V_{Rcd}$ | 2036,0 | kN | |
| $V_{Rsd}$ | 549,8 | kN | |
| **$V_{Rd}$** | **549,8** | **kN** | |
| **verificato** | **SI** | | |

Lungo il fusto del palo si prevede una riduzione del passo della spirale di armatura, si riporta in seguito la verifica di tale situazione.

| VERIFICA A TAGLIO DM 2018 | | | |
|---|---|---|---|
| $R_{ck}$ | 30 | MPa | |
| $f_{ck}$ | 24,90 | MPa | resistenza caratteristica a compressione |
| fynom | 450 | MPa | resistenza a trazione per snervamento nominale |
| **$V_{Ed}$** | **150,00** | KN | taglio di design SLU |
| **$N_{Ed}$** | **0,00** | KN | sforzo normale di design SLU |
| **Verifica a taglio in assenza di armature resistenti trasversali (punto 4.1.2.3.5.1 DM 17/1/18)** | | | |
| $r_s$ | 410 | mm | distanza tra asse long. delle barra e centro della sezione circolare |
| r | 500 | mm | raggio della sezione circolare |
| α | 0,549 | rad | arcsen((2*$r_s$)/(π*r)) |
| $A_v$ | 641319 | $mm^2$ | area equivalente |
| d | 761 | mm | altezza utile della sezione in mm |
| k | 1,51 | | $1+(200/d)^{0,5}$ e <2 |
| $b_w$ | 843 | mm | larghezza minima della sezione in mm |
| $\rho$ | 0,0099 | | rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa,< 0,02 |
| Φ ferri | 26 | mm | diametro ferri |
| n°/i | 12 | | numero di ferri per l'interasse scelto |
| $A_{sl}$ | 6371 | $mm^2$ | area di armatura longitudinale tesa a flessione |
| $v_{min}$ | 0,32 | | $0,035\ k^{3/2}\ f_{ck}^{1/2}$ |
| $\sigma_{cp}$ | 0 | MPa | $N_{Ed}/A_c$, tensione media di compressione nella sezione <0,2 fcd |
| $V_{Rd,\ min}$ | 208,38 | kN | $(\nu_{min}+0,15\ \sigma_{cp})b_w\ d$ |
| **$V_{Rd}$** | **339,19** | **kN** | $[0,18\ k\ (100\ \rho_1\ f_{ck})^{1/3}/\gamma_c+0,15\ \sigma_{cp}]b_w\ d > (\nu_{min}+0,15\ \sigma_{cp})b_w\ d$ |
| **verificato** | **SI** | | |

| Verifica a taglio con armature resistenti trasversali (punto 4.1.2.3.5.2 DM 17/1/18) | | | |
|---|---|---|---|
| bracci | 2 | | |
| ϕ | 14 | | |
| $A_{sw}$ | 307,72 | $mm^2$ | area dell'armatura trasversale |
| s | 200 | mm | interasse staffe |
| $f'_{cd}$ | 7,06 | | 0,5 fcd |
| $\alpha$ | 90,00 | | |
| RAD | 1,57 | | |
| Θ | 45,00 | | |
| RAD | 0,79 | | |
| $\alpha_c$ | 1 | | |
| $V_{Rcd}$ | 2036,0 | kN | |
| $V_{Rsd}$ | 412,4 | kN | |
| **$V_{Rd}$** | **412,4** | **kN** | |
| **verificato** | **SI** | | |

# 16. VALIDAZIONE DEI RISULTATI

Al fine della validazione dei risultati, si riporta di seguito il calcolo analitico della risultante delle sollecitazioni valutate in corrispondenza del baricentro dei pali e all'intradosso della platea di fondazione per la **Pila 1**.

La tabella sotto riportata esplicita le azioni caratteristiche per ogni condizione di carico.

**AZIONI CARATTERISTICHE all'intradosso platea**

| | Appoggio | N [kN] | Tx[kN] | Ty[kN] | Mx[kNm] | My[kNm] | Mz[kNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **G1 + G2** | A | 937 | 0 | 0 | 797 | 0 | 0 |
| | B | 937 | 0 | 0 | 797 | 0 | 0 |
| **G1 pila** | | 10760 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **Q Schema1_Distribuiti** | A | 776 | 0 | 0 | 2107 | 388 | 0 |
| | B | 776 | 0 | 0 | 2107 | 0 | 0 |
| **Q Schema1_Tandem** | A | 1200 | 0 | 0 | 2520 | 600 | 0 |
| | B | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **Q_q9 (Res. Passiva)** | A | 0 | 874 | 0 | 0 | 11360 | 0 |
| **0,3** | B | 0 | 514 | 0 | 0 | 6680 | 0 |
| **Q_q3 (Frenamento)** | A | 0 | 449 | 0 | 0 | 5838 | 0 |
| | B | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **Q_Vento_Impalcato** | A | 150 | 0 | 89 | 1973 | 0 | 0 |
| | B | 150 | 0 | 89 | 1973 | 0 | 0 |
| **Q_Vento_Pila** | A | 0 | 246 | 15 | 82 | 1379 | 0 |
| | B | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **Q_Ecc_Frana** | A | 0 | 2317 | 4970 | 7455 | 3476 | 0 |
| | B | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **E_Sisma_pila** | | 0 | 2655 | 2655 | 16811 | 16811 | 0 |
| **E_Sisma_ponte** | A | 136 | 413 | 413 | 5639 | 5370 | 0 |
| | B | 111 | 339 | 339 | 4623 | 4403 | 0 |

La successiva tabella riporta ed esplicita le sollecitazioni elementari coefficientate nella combinazione di carico SLU. La risultate è valutata al baricentro dei pali di fondazione e all'intradosso della platea.

| | | SLU | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Appoggio | γQi | ψ0i | N [kN] | Tx[kN] | Ty[kN] | Mx[kNm] | My[kNm] | Mz[kNm] |
| G1 + G2 | A | 1,50 | 1,0 | 1406 | 0 | 0 | 1195 | 0 | 0 |
| | B | 1,50 | 1,0 | 1406 | 0 | 0 | 1195 | 0 | 0 |
| G1 pila | | 1,35 | 1,0 | 14527 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Distribuiti | A | 1,35 | 1,0 | 1047 | 0 | 0 | 2845 | 523 | 0 |
| | B | 1,35 | 1,0 | 1047 | 0 | 0 | 2845 | 0 | 0 |
| Q Schema1_Tandem | A | 1,35 | 1,0 | 1620 | 0 | 0 | 3402 | 810 | 0 |
| | B | 1,35 | 1,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_q9 (Res. Passiva) | A | 1,35 | 1,0 | 0 | 1180 | 0 | 0 | 15337 | 0 |
| | B | 1,35 | 1,0 | 0 | 694 | 0 | 0 | 9019 | 0 |
| Q_q3 (Frenamento) | A | 1,35 | 1,0 | 0 | 606 | 0 | 0 | 7882 | 0 |
| | B | 1,35 | 1,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_Vento_Impalcato | A | 1,50 | 0,6 | 135 | 0 | 80 | 1776 | 0 | 0 |
| | B | 1,50 | 0,6 | 135 | 0 | 80 | 1776 | 0 | 0 |
| Q_Vento_Pila | A | 1,50 | 0,6 | 0 | 222 | 13 | 73 | 1241 | 0 |
| | B | 1,50 | 0,6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Q_Ecc_Frana | A | 1,50 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 1,50 | 0,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Sisma_pila | | 0,00 | 1,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_Sisma_ponte | A | 0,00 | 1,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | B | 0,00 | 1,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | A+B | | | 21323 | 2701 | 174 | 15107 | 34811 | 0 |

La risultante delle sollecitazioni viene scomposta secondo lo schema sotto riportato per la determinazione della sollecitazione assiale per ogni palo.

Mxx corrisponde a V*ey e Myy corrisponde a V*ex. V corrisponde alla risultante dello sforzo assiale agente sul baricentro dei pali.

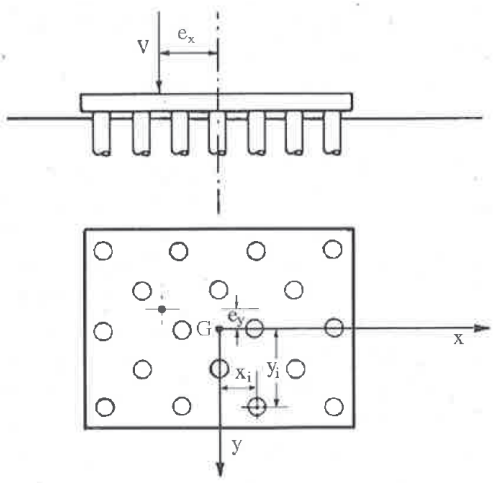



*Fig. 14.6.* Schema di una palificata

$$Q_i = \frac{V}{n} + \frac{Ve_x}{\sum_{i=1}^{n} x_i^2} x_i + \frac{Ve_y}{\sum_{i=1}^{n} y_i^2} y_i$$

Si riporta di seguito il valore della sollecitazione assiale Qi per ogni singolo palo valute nella combinazione di carico SLU.

| Palo n° | xi [m] | $x^2i$ | yi [m] | $y^2i$ | N [kN] | Mxx [kNm] | Myy [kNm] | Qi [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -6,8 | 46,24 | -1,7 | 2,89 | | | | **220** |
| 2 | -3,4 | 11,56 | -1,7 | 2,89 | | | | **732** |
| 3 | 0 | 0 | -1,7 | 2,89 | | | | **1244** |
| 4 | 3,4 | 11,56 | -1,7 | 2,89 | | | | **1756** |
| 5 | 6,8 | 46,24 | -1,7 | 2,89 | | | | **2268** |
| 6 | -6,8 | 46,24 | 1,7 | 2,89 | | | | **1997** |
| 7 | -3,4 | 11,56 | 1,7 | 2,89 | | | | **2509** |
| 8 | 0 | 0 | 1,7 | 2,89 | | | | **3021** |
| 9 | 3,4 | 11,56 | 1,7 | 2,89 | | | | **3533** |
| 10 | 6,8 | 46,24 | 1,7 | 2,89 | | | | **4045** |
| **10** | | **231,2** | | **28,9** | **21323** | **15107** | **34811** | |

Si può notare che i valori massimi e minimi ottenuti in tale maniera sono molto prossimi a quelli ottenuti  modelli, pari rispettivamente a 4090.7 kN e 183.6 kN, come mostrato nelle immagini seguenti.

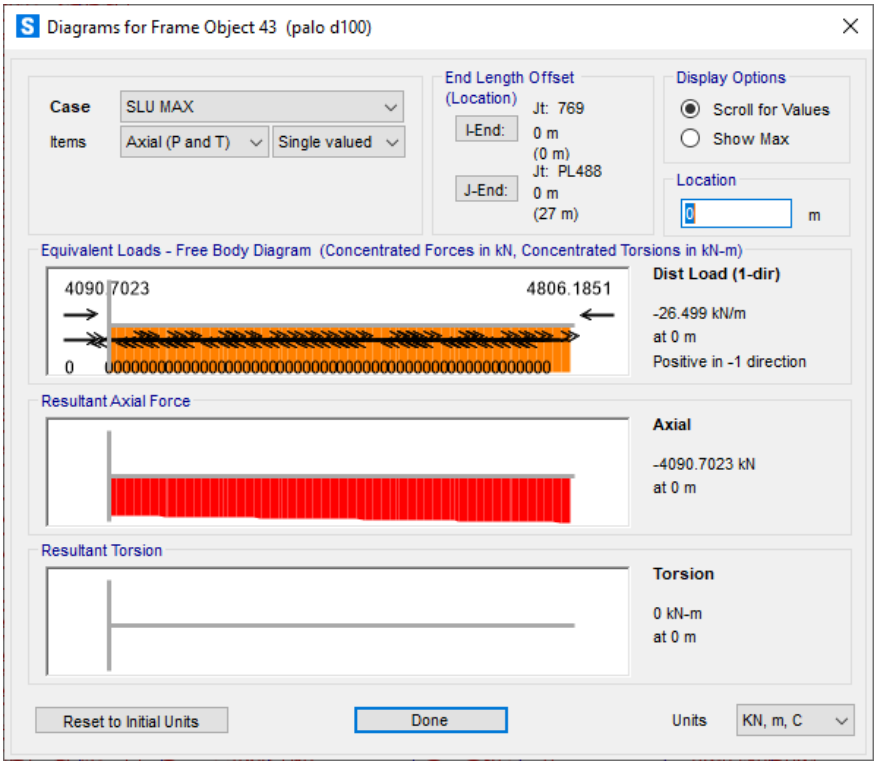



**Figura 168: Azione massima sul palo**

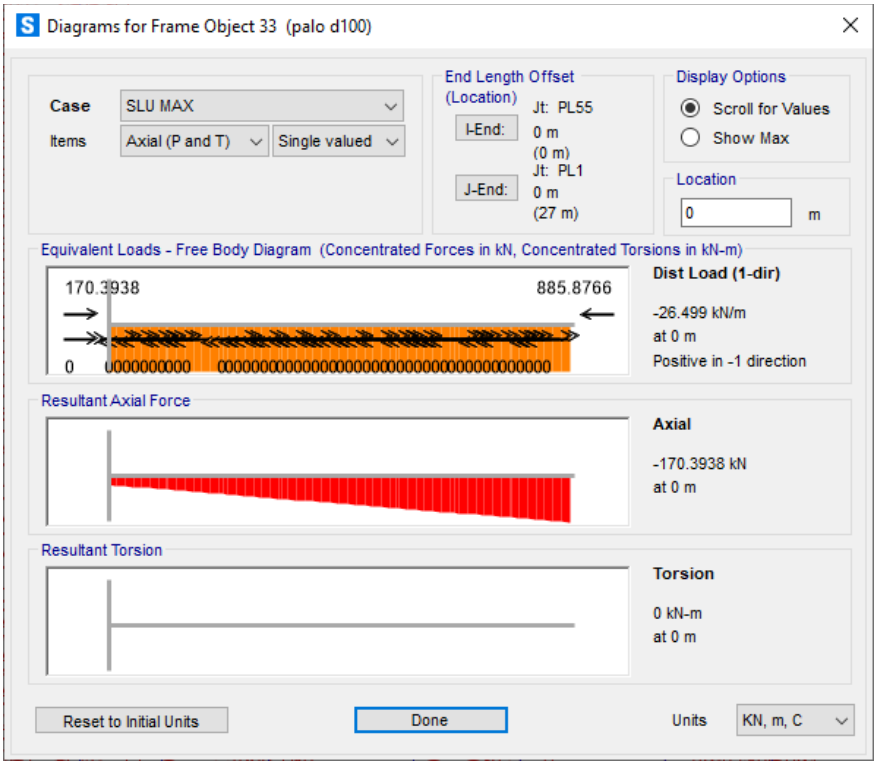



**Figura 169: Azione minima sul palo**

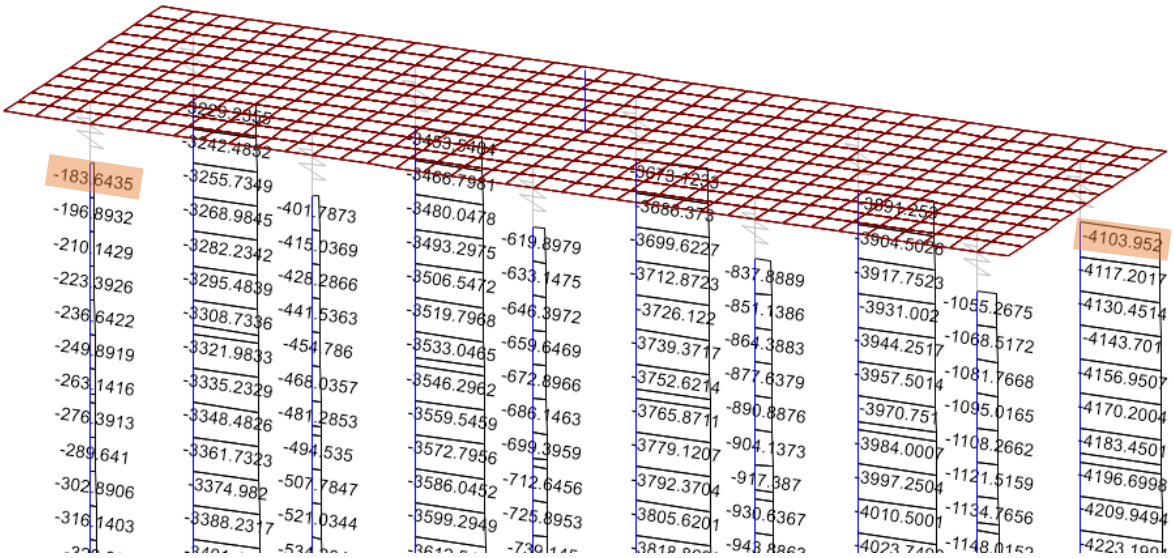



**Figura 170: Azioni assiali sui pali a modello di calcolo**

I valori evidenziati nell'ultima immagine sono relativi ai due pali mostrati sopra nel dettaglio ad un approfondimento di 0.5 m da testa palo.