

S.G.C. E78 GROSSETO - FANO

Tratto Selci Lama (E45) - S. Stefano di Gaifa.
Adeguamento a 2 corsie del tratto della Variante di Urbania

PROGETTO DEFINITIVO

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

| | | |
|--|---|--|
| <p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p> | <p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Claudio Müller</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 15754</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> ★</p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p> | <p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>(Mandante)</p> <p>cooprogetti cocoprogetti</p> <p>(Mandante)</p> <p>engeko</p> <p>(Mandante)</p> <p>AIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 2):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p> |
| <p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p> | | |
| <p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p> | | |
| <p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p> | | |

OPERE D'ARTE MAGGIORI

VIADOTTI E PONTI

PONTE VENTURELLO

Sottostrutture – Relazione tecnica e di calcolo

| CODICE PROGETTO | | | NOME FILE | REVISIONE | SCALA |
|-----------------|--|-------------|-----------------------------|------------|-----------|
| PROGETTO | LIV.PROG. | ANNO | T00VI04STRRE02_B | | |
| DPAN247 | D | 22 | CODICE ELAB. T00VI04STRRE02 | B | - |
| D | | | | | |
| C | | | | | |
| B | Rev. Ist.U.0039705 24/01/22 e Ist.U.0057794 01/02/22 | Feb.'22 | Sigmund | Muller | Guiducci |
| A | Emissione | Ottobre '21 | Sigmund | Muller | Guiducci |
| REV. | DESCRIZIONE | DATA | REDATTO | VERIFICATO | APPROVATO |

INDICE

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | Premessa/descrizione | 6 |
| 1.1 | Descrizione delle opere | 6 |
| 2 | Normative di riferimento | 8 |
| 2.1 | Opere in c.a. e acciaio, carichi e azioni sulle costruzioni..... | 8 |
| 3 | Durabilità, copriferri e resistenze materiali | 10 |
| 3.1 | Generalità e condizioni ambientali..... | 10 |
| 3.2 | Requisiti di durabilità | 12 |
| 3.3 | Copriferri..... | 12 |
| 3.3.1 | Mediopali di fondazione | 14 |
| 3.3.2 | Platea spalle | 14 |
| 3.3.3 | Elevazione spalle e muri..... | 14 |
| 3.3.4 | Cordoli, baggioli e ritegni | 14 |
| 3.4 | Resistenze e deformazioni calcestruzzi | 15 |
| 3.4.1 | Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. A) | 15 |
| 3.4.2 | Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. B) | 16 |
| 3.4.3 | Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. C) | 16 |
| 3.5 | Resistenza acciaio per c.a. e carpenteria metallica..... | 17 |
| 3.5.1 | Barre, tondini e reti | 17 |
| 3.5.2 | Tubi per micropali | 17 |
| 4 | Vita nominale e vita di riferimento delle opere..... | 18 |
| 4.1 | Classe d'uso, vita nominale e vita di riferimento..... | 18 |
| 4.2 | Parametri sismici base | 18 |
| 4.2.1 | Coordinate geodetiche di riferimento | 18 |
| 4.2.2 | Parametri sismici (su sito di riferimento rigido orizzontale) | 18 |
| 4.2.3 | Parametri sismici del terreno | 19 |
| 4.2.4 | Stato limite SLO..... | 19 |
| 4.2.5 | Stato limite SLD..... | 20 |
| 4.2.6 | Stato limite SLV | 20 |
| 4.2.7 | Stato limite SLC..... | 20 |
| 5 | Modelli di calcolo | 22 |
| 6 | Sollecitazioni caratteristiche da impalcati | 27 |
| 6.1 | Sollecitazioni scaricate su appoggi su spalle | 27 |
| 7 | Combinazioni di carico | 30 |
| 7.1 | Coefficienti parziali di sicurezza per comb. di carico SLU/SLV/SLE..... | 30 |
| 7.2 | Azioni nelle verifiche agli stati limite | 31 |
| 7.2.1 | Stati limite ultimi..... | 31 |
| 7.2.2 | Stati limite di esercizio | 32 |
| 7.3 | Combinazioni dei carichi maggiormente significative | 32 |

progettazione ati:

| | | |
|--------|---|----|
| 7.3.1 | Combinazioni SLU/SLV | 32 |
| 7.3.2 | Combinazioni SLE - rara..... | 33 |
| 7.3.3 | Combinazioni SLE - frequente..... | 35 |
| 7.3.4 | Combinazioni SLE – quasi permanente..... | 36 |
| 8 | Geometrie elementi strutturali: spalle A, B | 38 |
| 8.1 | Geometria spalla (rappresentativa): schemi grafici qualitativi..... | 38 |
| 8.1.1 | Disassamento baricentro appoggi | 40 |
| 8.1.2 | Dimensioni geometriche spalla..... | 40 |
| 8.1.3 | Dati geotecnici e sismici dei terreni | 41 |
| 8.1.4 | Distribuzione masse elementi spalla..... | 42 |
| 8.1.5 | Distribuzione inerzie sismiche | 43 |
| 8.1.6 | Valori maggiormente indicativi delle spinte e dei momenti sismici (delle terre) | 44 |
| 8.1.7 | Sollecitazioni scaricate dagli impalcati..... | 44 |
| 8.1.8 | Schema e disposizione dei pali | 53 |
| 8.1.9 | Massime sollecitazioni sulla palificata (spalla n. A e B) | 55 |
| 8.1.10 | Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato | 55 |
| 9 | Geometrie elementi strutturali: pila 1 e 2..... | 57 |
| 9.1 | Geometria pila (di riferimento): schemi grafici qualitativi | 57 |
| 9.1.1 | Geometria appoggi | 58 |
| 9.1.2 | Dimensioni geometriche pila..... | 59 |
| 9.1.3 | Dati geotecnici e sismici dei terreni | 60 |
| 9.1.4 | Distribuzione masse elementi pila | 60 |
| 9.1.5 | Distribuzione inerzie sismiche | 61 |
| 9.1.6 | Sollecitazioni scaricate dagli impalcati..... | 61 |
| 9.1.7 | Massime sollecitazioni sulla palificata (pila 1 e 2)..... | 70 |
| 9.1.8 | Schema e disposizione dei pali | 71 |
| 9.1.9 | Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato | 73 |
| 10 | Verifiche strutturali spalle A, B..... | 75 |
| 10.1 | Premessa..... | 75 |
| 10.2 | Verifica mediopalo maggiormente cementato – Spalla A..... | 75 |
| 10.3 | Verifica mediopalo maggiormente cementato – Spalla B..... | 77 |
| 10.4 | Verifiche elemento paraghiaia..... | 79 |
| 10.4.1 | Modello di calcolo | 79 |
| 10.4.2 | Dati e sollecitazioni di carico..... | 79 |
| 10.4.3 | Combinazioni di carico..... | 80 |
| 10.4.4 | Verifica armature verticali e verifica a taglio | 81 |
| 10.5 | Verifica elementi muri di risvolto | 87 |
| 10.5.1 | Modello di calcolo adottato | 87 |
| 10.5.2 | Dati geometrici e di carico | 88 |

progettazione ati:

| | | |
|--------|---|-----|
| 10.5.3 | Formulazione per il calcolo delle sollecitazioni taglianti e flettenti | 89 |
| 10.5.4 | Sollecitazioni di calcolo per le verifiche di resistenza | 90 |
| 10.5.5 | Verifiche strutturali (flessione e taglio) | 90 |
| 10.6 | Verifica platea (mensola tozza) | 103 |
| 10.6.1 | Modello di calcolo adottato | 103 |
| 10.6.2 | Geometria dell'unghia della soletta di fondazione | 103 |
| 10.6.3 | Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005 | 103 |
| 10.6.4 | Caratteristiche di progetto | 104 |
| 10.6.5 | Armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali) | 105 |
| 10.7 | Verifica platea (punzonamento su palo) | 108 |
| 10.7.1 | Modello di calcolo adottato | 108 |
| 10.7.2 | Colonna rettangolare interna (palo equivalente) con carico eccentrico rispetto a uno degli assi | 108 |
| 10.7.3 | Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente | 108 |
| 10.7.4 | Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza 2d | 109 |
| 10.8 | Verifica parete di elevazione | 110 |
| 10.8.1 | Modello di calcolo | 110 |
| 10.8.2 | Dati di progetto | 110 |
| 10.8.3 | Grandezze calcolate | 111 |
| 10.8.4 | Schemi di calcolo resistenti adottati | 115 |
| 10.8.5 | Sollecitazioni di calcolo nelle sezioni allo spiccato (estradosso plinto) | 115 |
| 10.8.6 | Sollecitazioni di calcolo e dimensioni assegnate alle sezioni resistenti | 116 |
| 11 | Verifiche strutturali pile | 121 |
| 11.1 | Premessa | 121 |
| 11.2 | Verifiche armatura tubolare mediopalo | 121 |
| 11.2.1 | Verifica 1 (SLU, $N_{SLU} > N_{SLV}$, $V_{SLU} < V_{SLV}$) | 121 |
| 11.3 | Verifica platea (punzonamento su palo) | 123 |
| 11.3.1 | Modello di calcolo adottato | 123 |
| 11.3.2 | Colonna rettangolare interna (palo equivalente) con carico eccentrico rispetto a uno degli assi | 123 |
| 11.3.3 | Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente | 123 |
| 11.3.4 | Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza 2d | 124 |
| 11.4 | Verifica sbalzo mensola tozza (pila) | 124 |
| 11.4.1 | Modello di calcolo adottato | 124 |
| 11.4.2 | Geometria della soletta di fondazione | 125 |
| 11.4.3 | Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005 | 125 |
| 11.4.4 | Caratteristiche di progetto | 125 |
| 11.4.5 | Armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali) | 126 |
| 11.5 | Verifiche a pressoflessione su sezione pila allo spiccato | 129 |
| 11.5.1 | Combinazioni di carico considerate SLU | 130 |
| 11.5.2 | Esito verifiche allo stato limite ultimo | 131 |

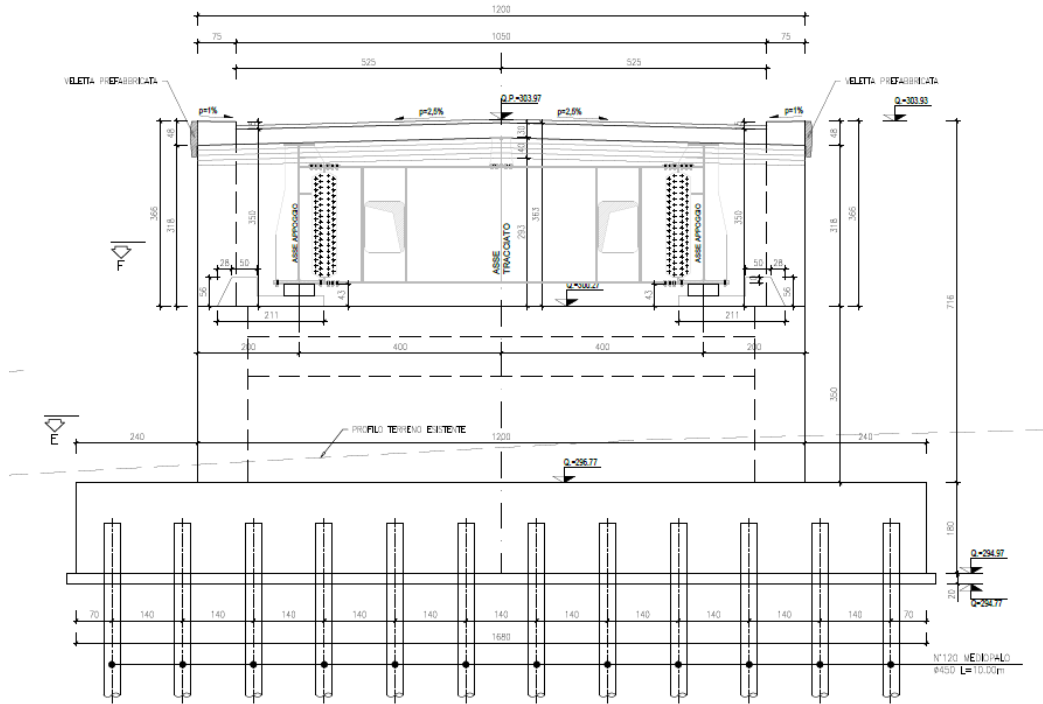
progettazione ati:

| | | |
|--------|--|-----|
| 11.5.3 | Esito verifiche allo stato limite di esercizio..... | 133 |
| 11.6 | Verifica a taglio sezione spiccato pila | 135 |
| 11.7 | Verifica armatura pulvino | 137 |
| 11.7.1 | Modello di calcolo adottato | 137 |
| 11.7.2 | Geometria dello sbalzo del pulvino..... | 137 |
| 11.7.3 | Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005 | 138 |
| 11.7.4 | Caratteristiche del materiale calcestruzzo | 138 |
| 11.7.5 | Dettagli armature | 138 |
| 11.7.6 | Carico su palo di estremità più sollecitato (SLU/SLV) | 139 |
| 11.7.7 | Armature longitudinali a trazione (pulvino a sbalzo) | 139 |
| 11.8 | Verifica curvatura convenzionale di prima plasticizzazione | 142 |
| 12 | Verifica baggioli di appoggio | 148 |
| 13 | Verifica ritegni sismici..... | 152 |
| 13.1 | Ritegni spalle | 153 |
| 13.2 | Ritegni pile..... | 156 |
| 14 | Giudizio motivato di accettabilità dei risultati | 158 |
| 15 | Verifica muro andatore..... | 159 |
| 15.1 | Geometria paramento | 159 |
| 15.1.1 | Descrizione pali di fondazione | 160 |
| 15.2 | Parametri Sismici | 162 |
| 15.3 | Calcolo delle Spinte sul muro..... | 162 |
| 15.3.1 | Valori caratteristici e valori di calcolo | 162 |
| 15.3.2 | Metodo di Culmann..... | 162 |
| 15.3.3 | Spinta in presenza di falda | 163 |
| 15.3.4 | Spinta in presenza di sisma..... | 163 |
| 15.4 | Condizioni di carico..... | 165 |
| 15.5 | Combinazioni di carico | 167 |
| 15.6 | Modello di calcolo | 170 |
| 15.7 | Risultati modello di calcolo..... | 172 |
| 15.7.1 | Sollecitazioni paramento..... | 174 |
| 15.7.2 | Sollecitazioni Piastra di fondazione | 176 |
| 15.8 | Verifiche strutturali | 177 |
| 15.8.1 | Verifica a flessione paramento | 177 |
| 15.8.2 | Verifica a taglio paramento | 179 |
| 15.8.3 | Verifica a flessione piastra fondazione | 181 |
| 15.8.4 | Verifica a taglio piastra fondazione..... | 181 |
| 15.8.5 | Verifica palo di fondazione..... | 182 |
| 15.9 | Verifiche di esercizio | 183 |
| 15.9.1 | Verifica delle tensioni di esercizio | 183 |

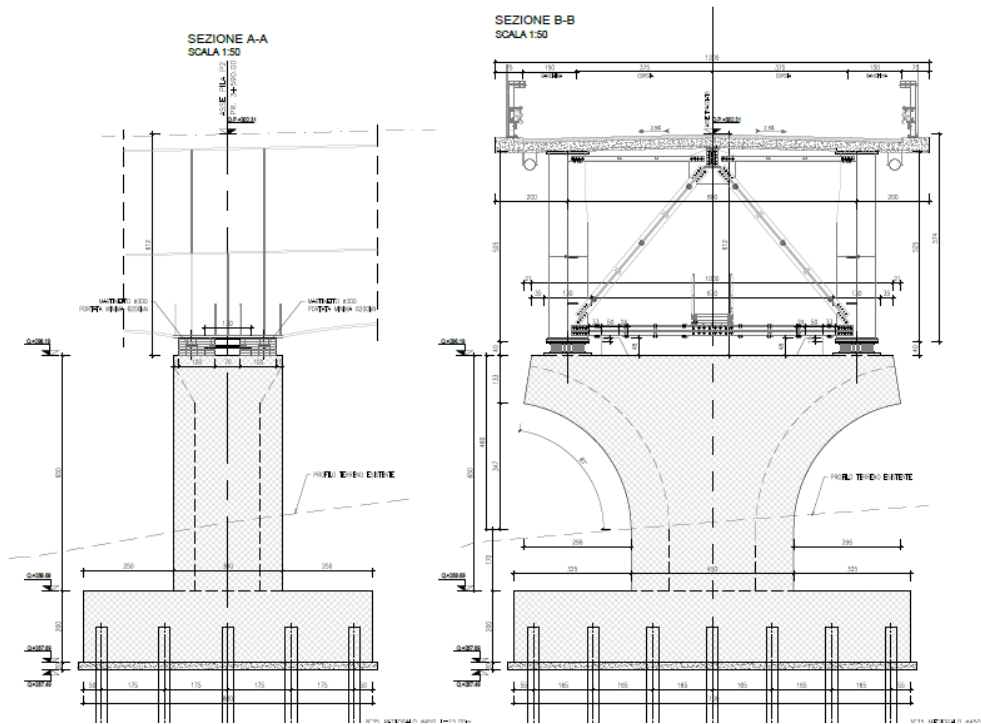
progettazione ati:

| | | |
|--------|-------------------------------------|-----|
| 15.9.2 | Verifica a fessurazione | 189 |
| 16 | Software utilizzati e licenze | 193 |

progettazione ati:



SPALLA B



PILE

progettazione ati:

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 Opere in c.a. e acciaio, carichi e azioni sulle costruzioni

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086

Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

D. M. 17/01/2018 – Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni

Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019, n.7 - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018.

D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale.

UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-2:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

EC 1-2010 UNI EN 1991-1-2:2004 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1991-1-3:2015 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2010 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

EC 2-2013 UNI EN 1991-1-6:2005 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

UNI EN 1991-1-7:2006 05/12/2006 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1991-1-7:2014 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 26/01/2006 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-2:2005 01/07/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1993-1-4:2021 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili

UNI EN 1993-1-5:2019 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

progettazione ati:

UNI EN 1993-1-7:2007 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

EC 1-2009 UNI EN 1993-1-7:2007 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

UNI EN 1993-1-6:2017 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio

UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-9:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 9: Fatica

EC 2-2011 UNI EN 1993-1-9:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-9: Fatica

UNI EN 1993-2:2007 25/01/2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio

UNI ENV 1993-5:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole

UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

EC 1-2007 UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

EC 2-2010 UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-11:2007 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

UNI EN 1993-1-5:2019 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-2:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

EC 2-2011 UNI EN 1993-1-2:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

EC 1-2007 UNI EN 1993-1-2:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-1-1:2005 - Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-1-2:2014 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali

UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-2:2006 09/02/2006 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti

UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Annessi nazionali degli eurocodici approvati nel 2011.

progettazione ati:

3 DURABILITÀ, COPRIFERRI E RESISTENZE MATERIALI

3.1 Generalità e condizioni ambientali

Si progetteranno strutture ed elementi strutturali tali da soddisfare i requisiti di attitudine al servizio, resistenza e stabilità durante la relativa vita utile di progetto (50 anni),¹ senza presentare perdite significative di funzionalità né richiedere manutenzione straordinaria eccessiva (per i requisiti generali dovendo fare riferimento alla EN 1990).

La protezione richiesta per le strutture (e le relative parti sotto-strutturali) è stata stabilita considerandone l'utilizzo previsto, la vita utile di progetto (rif. EN 1990), il programma di manutenzione e le azioni.

È stata presa in considerazione l'eventuale importanza delle azioni dirette e indirette, delle condizioni ambientali (4.2) e degli effetti che ne risultano. Le condizioni di esposizione sono le condizioni chimiche e fisiche alle quali le struttura sono esposte, in aggiunta alle azioni meccaniche.

| Denominazione della classe | Descrizione dell'ambiente | Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione |
|--|--|--|
| 1 Nessun rischio di corrosione o di attacco | | |
| X0 | Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto. | Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa |
| 2 Corrosione indotta da carbonatazione | | |
| XC1 | Asciutto o permanentemente bagnato | Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua |
| XC2 | Bagnato, raramente asciutto | Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni |
| XC3 | Umidità moderata | Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia |
| XC4 | Ciclicamente bagnato e asciutto | Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2 |
| 3 Corrosione indotta da cloruri | | |
| XD1 | Umidità moderata | Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina |
| XD2 | Bagnato, raramente asciutto | Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri |
| XD3 | Ciclicamente bagnato e asciutto | Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi |

(continua)

Tabella 3-1 - Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1 (prospetto 4.1, estratto da norma UNI, parte I)

Le condizioni ambientali sono classificate secondo il prospetto 4.1, basato sulla EN 206-1 (qui, per comodità di lettura, riproposto separato in due tabelle: parte I e parte II).

In aggiunta alle condizioni del prospetto 4.1, si raccomanda di considerare alcune forme particolari di azioni aggressive o indirette, incluse:

- attacco chimico, dovuto per esempio a:
 - soluzioni di acidi o solfati (EN 206-1, ISO 9690),
 - cloruri contenuti nel calcestruzzo (EN 206-1),
 - reazioni alcali-aggregati (EN 206-1, norme nazionali)
- attacco fisico, dovuto per esempio a:
 - variazioni di temperatura,
 - abrasione [vedere punto 4.4.1.2 (13) della EN 1992-1-1],
 - penetrazione di acqua (EN 206-1).

¹ Nel draft dell'Appendice nazionale dell'Eurocodice 2 si stabilisce che le costruzioni/strutture con vita nominale di 50 anni, ricadano in classe strutturale S4.

progettazione ati:

Nota: la composizione del calcestruzzo influenza sia la protezione delle armature, sia la resistenza del calcestruzzo agli attacchi. L'appendice E (nella UNI EN 1992-1-1) fornisce classi di resistenza indicative per le diverse classi d'esposizione. Questo può portare a scegliere delle classi di resistenza superiori a quelle richieste dal calcolo strutturale.

(segue dalla pagina precedente)

| 4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare | | |
|---|---|---|
| XS1 | Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare | Strutture prossime oppure sulla costa |
| XS2 | Permanentemente sommerso | Parti di strutture marine |
| XS3 | Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree | Parti di strutture marine |
| 5 Attacco di cicli gelo/disgelo | | |
| XF1 | Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo | Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo |
| XF2 | Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo | Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo |
| XF3 | Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo | Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo |
| XF4 | Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare | Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo |
| 6 Attacco chimico | | |
| XA1 | Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1 | Suoli naturali e acqua del terreno |
| XA2 | Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1 | Suoli naturali e acqua del terreno |
| XA3 | Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1 | Suoli naturali e acqua del terreno |

Tabella 3-2 - Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1 (prospetto 4.1, estratto da norma UNI, parte II)

| | Classi di esposizione | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------------|--|--|--------|--------|--|--------|--------|--------|--------|--------|---|--------|--------|--------|--|--------|--------|-----|
| | Nessun rischio di corrosione dell'armatura | Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione | | | Corrosione delle armature indotta da cloruri | | | | | | Attacco da cicli di gelo / disgelo | | | | Ambiente aggressivo per attacco chimico | | | |
| | | Acqua di mare | | | Cloruri provenienti da altre fonti | | | | | | | | | | | | | |
| | X0 | XC1 - XC2 | XC3 | XC4 | XS1 | XS2 | XS3 | XD1 | XD2 | XD3 | XF1 | XF2 | XF3 | XF4 | XA1 | XA2 | XA3 | |
| A/C Massimo | - | 0,60 | 0,55 | 0,50 | 0,50 | 0,45 | | 0,55 | 0,50 | 0,45 | 0,50 | 0,50 | 0,45 | 0,45 | 0,55 | 0,5 | 0,45 | |
| Rck Minima * | C12/15 | C25/30 | C28/35 | C32/40 | C32/40 | C35/45 | C28/35 | C32/40 | C35/45 | C32/40 | C25/30 | C28/35 | C28/35 | C32/40 | C32/40 | C35/45 | C35/45 | |
| Contenuto di cemento minimo (Kg/mc) | - | 300 | 320 | 340 | 340 | 360 | 320 | 340 | 360 | 320 | 340 | 360 | 320 | 340 | 360 | 320 | 340 | 360 |
| Contenuto minimo in aria (%) | | | | | | | | | | | 3,0 a) | | | | | | | |
| Altri requisiti | | | | | | | | | | | Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo / disgelo | | | | E' richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati b) | | | |

*) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.
a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo / disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.
b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Tabella 3-3 - Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla UNI 11104:2016

In base ai requisiti riportati nel prospetto 4.1 della UNI EN 206-1 e alla UNI 11104:2016 (tabella sopra), per le opere in oggetto, si riassume quanto segue:

| Tipo di elemento strutturale | Classe/i di esposizione prevista/imposta | Classe Minima (MPa) | Rapp. (max) Acqua/Cemento | Classe consist. (Slump) | Dimensione nominale (max) aggregati (mm) |
|------------------------------|--|---------------------|---------------------------|-------------------------|--|
| Pali di fondazione | XC2 | C25/30 | ≤ 0,60 | S5 | 25 |

progettazione ati:

| | | | | | |
|-----------------------------|-----------|--------|-------------|----|-----------|
| Plinti di fondazione | XC2 | C25/30 | ≤ 0.60 | S4 | 25 |
| Strutture in elevazione | XC4 | C32/40 | ≤ 0.50 | S4 | 20 |
| Cordoli, baggioli e ritegni | XC4 + XD3 | C35/45 | ≤ 0.45 | S5 | 16 |

Tabella 3-4 - Classi di esposizione per elementi strutturali da ponte (travi, impalcati, spalle e pile) del caso in oggetto (vita utile 50 anni): caratteristiche cementi, secondo dati nella UNI 11104:2016

3.2 Requisiti di durabilità

Per ottenere la vita utile di progetto richiesta delle strutture, sono state prese adeguate disposizioni al fine di proteggere ogni elemento strutturale dalle azioni ambientali rilevanti.

I requisiti di durabilità presi in conto hanno considerato:

- la concezione della struttura
- la scelta dei materiali
- i dettagli costruttivi
- l'esecuzione
- il controllo di qualità
- l'ispezione
- le verifiche
- particolari disposizioni (per esempio utilizzo di acciaio inossidabile, rivestimenti, protezione catodica).

3.3 Copriferrì

Di seguito, le calcolazioni per la stima dei copriferrì nominali nei vari elementi strutturali delle opere in oggetto. Di seguito, le tabelle di riferimento così come indicate nel corpo degli Eurocodici strutturali.

| Requisito relativo all'aderenza | |
|---|--|
| Disposizione delle armature | Copri ferro minimo $c_{min,b}^{*)}$ |
| Isolate | Diametro della barra |
| Raggruppate | Diametro equivalente (ϕ_n) (vedere punto 8.9.1) |
| *) Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32 mm, si raccomanda di maggiorare $c_{min,b}$ di 5 mm. | |

Tabella 3-5 - Requisiti di aderenza (estratto da EN 1992-1-1 prospetto 4.2)

| Classe Strutturale | Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1 | | | | | | |
|---|--|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| | X0 | XC1 | XC2 / XC3 | XC4 | XD1 | XD2 / XS1 | XD3 / XS2 / XS3 |
| Vita utile di progetto di 100 anni | aumentare di 2 classi | aumentare di 2 classi | aumentare di 2 classi | aumentare di 2 classi | aumentare di 2 classi | aumentare di 2 classi | aumentare di 2 classi |
| Classe di resistenza ^{1) 2)} | $\geq C30/37$ ridurre di 1 classe | $\geq C30/37$ ridurre di 1 classe | $\geq C35/45$ ridurre di 1 classe | $\geq C40/50$ ridurre di 1 classe | $\geq C40/50$ ridurre di 1 classe | $\geq C40/50$ ridurre di 1 classe | $\geq C45/55$ ridurre di 1 classe |
| Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo) | ridurre di 1 classe | ridurre di 1 classe | ridurre di 1 classe | ridurre di 1 classe | ridurre di 1 classe | ridurre di 1 classe | ridurre di 1 classe |
| È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo | ridurre di 1 classe | ridurre di 1 classe | ridurre di 1 classe | ridurre di 1 classe | ridurre di 1 classe | ridurre di 1 classe | ridurre di 1 classe |

Tabella 3-6 - Classificazione strutturale raccomandata (estratto da EN 1992-1-1 prospetto 4.3N)

Nota. Il valore di $\Delta c_{dur,y}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0 mm. Il valore di $\Delta c_{dur,st}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato, in assenza di prescrizioni aggiuntive, è 0 mm (si utilizzerà per tutti gli elementi strutturali). Il valore di $\Delta c_{dur,add}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato, in assenza di prescrizioni aggiuntive, è 0 mm.

progettazione ati:

Il valore di ΔC_{dev} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 10 mm (tutti gli elementi strutturali).

| Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm) | | | | | | | |
|---|--|-----|-----------|-----|-----------|-----------|-----------|
| Classe strutturale | Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1 | | | | | | |
| | X0 | XC1 | XC2 / XC3 | XC4 | XD1 / XS1 | XD2 / XS2 | XD3 / XS3 |
| S1 | 10 | 10 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
| S2 | 10 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 |
| S3 | 10 | 10 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
| S4 | 10 | 15 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
| S5 | 15 | 20 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| S6 | 20 | 25 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 |

Tabella 3-7 - Valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080. Classe strutturale S4 per vita nominale 50 anni, classe S6 per vita nominale 100 anni²

| Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm) | | | | | | | |
|---|--|-----|-----------|-----|-----------|-----------|-----------|
| Classe strutturale | Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1 | | | | | | |
| | X0 | XC1 | XC2 / XC3 | XC4 | XD1 / XS1 | XD2 / XS2 | XD3 / XS3 |
| S1 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
| S2 | 10 | 15 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
| S3 | 10 | 20 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| S4 | 10 | 25 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 |
| S5 | 15 | 30 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
| S6 | 20 | 35 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 |

Tabella 3-8 - Valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione, in accordo alla EN 10080

In alcune situazioni, lo scostamento accettato e quindi il valore ammesso ΔC_{dev} possono essere ridotti secondo le seguenti modalità:

- se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri, lo scostamento ammesso nel progetto, ΔC_{dev} , può essere ridotto a ad un range compreso tra i 5 mm e i 10 mm (compresi)
- se si può assicurare che sia utilizzato un dispositivo di misurazione molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (per esempio elementi prefabbricati), lo scostamento ammesso ΔC_{dev} può essere ridotto ad un range al di sotto dei 10 mm (compresi).

Il copriferro è la distanza tra la superficie esterna dell'armatura (inclusi staffe, collegamenti e rinforzi superficiali, se presenti) più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo. Il copriferro nominale deve essere specificato sui disegni. Esso è definito come il copriferro minimo, c_{min} (vedere punto 4.4.1.2), più un margine di progetto per gli scostamenti, ΔC_{dev} (vedere punto 4.4.1.3).

NOTA: coerentemente a quanto prevede la normativa europea, e consigliato dalle Norme tecniche NTC2018 come valido riferimento, è possibile utilizzare la norma UNI EN 1992-1-1 (qui in questo capitolo indicata come EC2) per dimensionare correttamente i copriferri. La normativa europea prevede 6 classi strutturali, da S1 a S6: in Italia occorre considerare la S4 e la S6 corrispondenti rispettivamente ad una vita utile di progetto di 50 e 100 anni. Nel caso delle opere in oggetto: S4.

² Il calcolo del copriferro in accordo con la procedura definita dall'Eurocodice 2 è valido solo nel caso in cui la vita nominale assegnata alla struttura sia pari a 100 anni. Come già menzionato, in accordo con l'Eurocodice 2, un'opera con vita nominale di 50 anni ricade in classe strutturale S4. Lo stesso Eurocodice stabilisce che se la vita nominale è di 100 anni occorre aumentare la classe strutturale di 2 (Tabella 3-8). Pertanto, in via del tutto generale una struttura con vita nominale di 100 anni ricade in classe strutturale S6 (S4 + 2). Nel caso in oggetto, per sicurezza si considera il "periodo di riferimento" delle strutture come parametro di analisi per la scelta di $c_{min,dur}$ nella Tabella 3-8.

progettazione ati:

3.3.1 Mediopali di fondazione

| | |
|--|--|
| Elementi strutturali a riferimento: | mediopali di fondazione (spalle e pile) |
| Dimensione perforazione palo: | $D_{perf} = 450$ mm |
| Dimensione nominale (max) aggregato: | 25 mm |
| Valore di incremento (maggiorazione per aggr.): | $\Delta C_{min,b_1} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_1} = 32$ mm) |
| Diametro armatura tubo medopalo: | $\phi_{tubo} = 298.5$ mm (acciaio Tipo S355) |
| Spessore armatura tubo mediopalo: | $S_{tubo} = 25$ mm |
| Copriferro minimo (requisito aderenza): | $C_{min,b_1} = S_{tubo} + \Delta C_{min,b_1} = 25$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2) |
| Copriferro minimo (condizioni ambientali): | $C_{min,dur_1} = 35$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2) |
| Margine di sicurezza (durabilità ambientale): | $\Delta C_{dur,\gamma_1} = 30$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2) |
| Riduzione copriferro (utilizzo acciai inossid.): | $\Delta C_{dur,st_1} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2) |
| Riduzione per protezioni aggiuntive: | $\Delta C_{dur,add_1} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2) |
| Margine di progetto degli scostamenti: | $\Delta C_{dev_1} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2) |
| $C_{min_1} = \max(C_{min,b_1}, C_{min,dur_1} + \Delta C_{dur,\gamma_1} - \Delta C_{dur,st_1} - \Delta C_{dur,add_1}, 10$ mm) = | 65 mm |
| Copriferro nominale: | $C_{nom_1} = C_{min_1} + \Delta C_{dev_1} = 75$ mm (EC2, Eq. 4.1) |

3.3.2 Platea spalle

| | |
|--|--|
| Elementi strutturali a riferimento: | platea spalla/pile |
| Dimensione nominale (max) aggregato: | $\phi_{aggr_2} = 25$ mm |
| Valore di incremento (maggiorazione per aggr.): | $\Delta C_{min,b_2} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_2} = 32$ mm) |
| Diametro (max) delle barre longitudinali: | $\phi_{longit_2} = 26$ mm |
| Copriferro minimo (requisito aderenza): | $C_{min,b_2} = \phi_{longit_2} + \Delta C_{min,b_2} = 26$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2) |
| Copriferro minimo (condizioni ambientali): | $C_{min,dur_2} = 35$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2) |
| Margine di sicurezza (durabilità ambientale): | $\Delta C_{dur,\gamma_2} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2) |
| Riduzione copriferro (per utilizzo acciai inossid.): | $\Delta C_{dur,st_2} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2) |
| Riduzione per protezioni aggiuntive: | $\Delta C_{dur,add_2} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2) |
| Margine di progetto degli scostamenti: | $\Delta C_{dev_2} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2) |
| $C_{min_2} = \max(C_{min,b_2}, C_{min,dur_2} + \Delta C_{dur,\gamma_2} - \Delta C_{dur,st_2} - \Delta C_{dur,add_2}, 10$ mm) = | 35 mm |
| Copriferro (minimo) nominale: | $C_{nom_2} = C_{min_2} + \Delta C_{dev_2} = 45$ mm (EC2, Eq. 4.1) |

3.3.3 Elevazione spalle e muri

| | |
|--|--|
| Elementi strutturali a riferimento: | muri elevazione spalla/fusto e pulvino pile |
| Dimensione nominale (max) aggregato: | $\phi_{aggr_3} = 20$ mm |
| Valore di incremento (maggiorazione per aggr.): | $\Delta C_{min,b_3} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_3} = 32$ mm) |
| Diametro (max) delle barre longitudinali: | $\phi_{longit_3} = 28$ mm |
| Copriferro minimo (requisito aderenza): | $C_{min,b_3} = \phi_{longit_3} + \Delta C_{min,b_3} = 28$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2) |
| Copriferro minimo (condizioni ambientali): | $C_{min,dur_3} = 40$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2) |
| Margine di sicurezza (durabilità ambientale): | $\Delta C_{dur,\gamma_3} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2) |
| Riduzione copriferro (per utilizzo acciai inossid.): | $\Delta C_{dur,st_3} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2) |
| Riduzione per protezioni aggiuntive: | $\Delta C_{dur,add_3} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2) |
| Margine di progetto degli scostamenti: | $\Delta C_{dev_3} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2) |
| $C_{min_3} = \max(C_{min,b_3}, C_{min,dur_3} + \Delta C_{dur,\gamma_3} - \Delta C_{dur,st_3} - \Delta C_{dur,add_3}, 10$ mm) = | 40 mm |
| Copriferro (minimo) nominale: | $C_{nom_3} = C_{min_3} + \Delta C_{dev_3} = 50$ mm (EC2, Eq. 4.1) |

3.3.4 Cordoli, baggioli e ritegni

| | |
|---|--|
| Elementi strutturali a riferimento: | parete elevazione spalla/pulvini pile |
| Dimensione nominale (max) aggregato: | $\phi_{aggr_4} = 16$ mm |
| Valore di incremento (maggiorazione per aggr.): | $\Delta C_{min,b_4} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_4} = 32$ mm) |
| Diametro (max) delle barre longitudinali: | $\phi_{longit_4} = 26$ mm |
| Copriferro minimo (requisito aderenza): | $C_{min,b_4} = \phi_{longit_4} + \Delta C_{min,b_4} = 26$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2) |
| Copriferro minimo (condizioni ambientali): | $C_{min,dur_4} = 35$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2) |

progettazione ati:

Margine di sicurezza (durabilità ambientale): $\Delta C_{dur,\gamma_4} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
 Riduzione copriferro (per utilizzo acciai inossid.): $\Delta C_{dur,st_4} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
 Riduzione per protezioni aggiuntive: $\Delta C_{dur,add_4} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2)
 Margine di progetto degli scostamenti: $\Delta C_{dev_4} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2)
 $C_{min_4} = \max(C_{min,b_4}, C_{min,dur_4} + \Delta C_{dur,\gamma_4} - \Delta C_{dur,st_4} - \Delta C_{dur,add_4}, 10 \text{ mm}) = 35$ mm
 Copriferro (minimo) nominale: $C_{nom_4} = C_{min_4} + \Delta C_{dev_4} = 45$ mm (EC2, Eq. 4.1)

Si riportano, di seguito, i valori dei copriferri nominali per i diversi elementi strutturali delle opere in oggetto:

| Nomenclatura elemento strutturale ³ | Tipo di elemento strutturale | Classe/i di esposizione prevista/imposta | Classe Minima (MPa) | Copriferro nominale C_{nom} (mm) |
|--|---|--|---------------------|------------------------------------|
| nom. A | Pali di fondazione (spalle, opere provvisionali) | XC2 | C25/30 | 75 |
| nom. A | Platea, plinti fondazione (spalle) | XC2 | C25/30 | 45 |
| nom. B | Strutture in elevazione (travi, impalcati, spalle e muri) | XC4 | C32/40 | 50 |
| nom. C | Cordoli, baggioli e ritegni (spalle) | XC4 + XD3 | C35/45 | 45 |

Tabella 3-9 - Classi di esposizione per elementi strutturali da ponte (travi, impalcati, spalle e pile in c.a.) del caso in oggetto (vita utile 50 anni): caratteristiche cementi, secondo dati nel prospetto 4.1

3.4 Resistenze e deformazioni calcestruzzi

3.4.1 Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. A)

Resistenza cilindrica cls: $f_{ck,A} = 25$ N/mm²
 Resistenza cubica cls: $f_{ck,cube,A} = 30$ N/mm²
 Classe di resistenza cls: **C25/30**
 Valore medio resistenza cilindrica a compressione: $f_{cm,A} = f_{ck,A} + 8$ N/mm² = 33 N/mm²
 Resistenza media a trazione cls: $f_{ctm,A} = 0.30$ N/mm² $\times (f_{ck,A} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 2.6$ N/mm²
 Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile): $f_{ctk, 0.05,A} = 0.7 \times f_{ctm,A} = 1.8$ N/mm²
 Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile): $f_{ctk, 0.95,A} = 1.3 \times f_{ctm,A} = 3.3$ N/mm²
 Modulo di elasticità secante cls: $E_{cm,A} = 22000$ N/mm² $\times (f_{cm,A} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 31476$ N/mm²
 Deformazione unitaria assiale di picco: $\epsilon_{c1,A} = 0.7$ N/mm² $\times (f_{cm,A} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.07$ N/mm²
 Deformazione unitaria ultima cls: $\epsilon_{cu1,A} = 3.5$
 Deformazione unitaria assiale pura: $\epsilon_{c2,A} = 2.0$
 Deformazione unitaria ultima a compressione (non pura), assumendo una distribuzione parabolica-rettangolare del diagramma tensioni-deformazioni: $\epsilon_{cu2,A} = 3.5$
 Valore dell'esponente "n" (EC2, prospetto 3.1): $n_A = 2.0$
 Deformazione assiale pura di compressione: $\epsilon_{c3,A} = 1.75$
 Deformazione unitaria ultima a compressione (non pura), assumendo una distribuzione bilineare del diagramma tensioni-deformazioni: $\epsilon_{cu3,A} = 3.5$
 Coefficiente parziale di sicurezza materiale (cls): $\gamma_c = 1.50$
 Coefficiente a lungo termine (azioni di trazione): $\alpha_{ct} = 1.00$ (EC2 eq. 3.16)
 Resistenza di calcolo a trazione (cls): $f_{ctd,A} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05,A} / \gamma_c = 1.20$ N/mm²

³ Nomenclatura interna al presente scritto per poter separare, formalmente, i diversi valori di medesimi parametri di resistenza relativi alle caratteristiche dei calcestruzzi.

progettazione ati:

| | |
|---|--|
| Coefficiente a lungo termine (azioni di compress.): | $\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018 eq. 4.1.3) |
| Resistenz di calcolo a compressione (cls): | $f_{cd_A} = \alpha_{cc} \times f_{ck_A} / \gamma_c = 14.17 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a compressione (rara): | $\sigma_{c,rara_A} = 0.60 \times f_{ck_A} = 15.00 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a compressione (quasi permanente): | $\sigma_{c,Qperm_A} = 0.45 \times f_{ck_A} = 11.25 \text{ N/mm}^2$ |
| Coefficiente per condizione di aderenza: | $\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2) |
| Coefficiente per diametro delle barre armatura: | $\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm) |
| Tensione ultima di aderenza (barre nervate): | $f_{bd_A} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd_A} = 1.89 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2) |
| Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni): | $\sigma_{sd_A} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = 313 \text{ N/mm}^2$ |

3.4.2 Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. B)

| | |
|--|---|
| Resistenza cilindrica cls: | $f_{ck_B} = 32 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza cubica cls: | $f_{ck,cube_B} = 40 \text{ N/mm}^2$ |
| Classe di resistenza cls: | C32/40 |
| Valore medio resistenza cilindrica a compressione: | $f_{cm_B} = f_{ck_B} + 8 \text{ N/mm}^2 = 40 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza media a trazione cls: | $f_{ctm_B} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3.0 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile): | $f_{ctk, 0.05_B} = 0.7 \times f_{ctm_B} = 2.1 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile): | $f_{ctk, 0.95_B} = 1.3 \times f_{ctm_B} = 3.9 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo di elasticità secante cls: | $E_{cm_B} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_B} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 33346 \text{ N/mm}^2$ |
| Deformazione unitaria assiale di picco: | $\varepsilon_{c1_B} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.20 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza di calcolo a trazione (cls): | $f_{ctd_B} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05_B} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenz di calcolo a compressione (cls): | $f_{cd_B} = \alpha_{cc} \times f_{ck_B} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a compressione (rara): | $\sigma_{c,rara_B} = 0.60 \times f_{ck_B} = 19.20 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a compressione (quasi permanente): | $\sigma_{c,Qperm_B} = 0.45 \times f_{ck_B} = 14.40 \text{ N/mm}^2$ |
| Coefficiente per condizione di aderenza: | $\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2) |
| Coefficiente per diametro delle barre armatura: | $\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm) |
| Tensione ultima di aderenza (barre nervate): | $f_{bd_B} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd_B} = 2.22 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2) |
| Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni): | $\sigma_{sd} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = 313 \text{ N/mm}^2$ |

3.4.3 Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. C)

| | |
|--|---|
| Resistenza cilindrica cls: | $f_{ck_C} = 35 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza cubica cls: | $f_{ck,cube_C} = 45 \text{ N/mm}^2$ |
| Classe di resistenza cls: | C35/45 |
| Valore medio resistenza cilindrica a compressione: | $f_{cm_C} = f_{ck_C} + 8 \text{ N/mm}^2 = 43 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza media a trazione cls: | $f_{ctm_C} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck_C} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3.2 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile): | $f_{ctk, 0.05_C} = 0.7 \times f_{ctm_C} = 2.2 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile): | $f_{ctk, 0.95_C} = 1.3 \times f_{ctm_C} = 4.2 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo di elasticità secante cls: | $E_{cm_C} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_C} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 34077 \text{ N/mm}^2$ |
| Deformazione unitaria assiale di picco: | $\varepsilon_{c1_C} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_C} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.25 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza di calcolo a trazione (cls): | $f_{ctd_C} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05_C} / \gamma_c = 1.50 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenz di calcolo a compressione (cls): | $f_{cd_C} = \alpha_{cc} \times f_{ck_C} / \gamma_c = 19.83 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a compressione (rara): | $\sigma_{c,rara_C} = 0.60 \times f_{ck_C} = 21.00 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a compressione (quasi permanente): | $\sigma_{c,Qperm_C} = 0.45 \times f_{ck_C} = 15.75 \text{ N/mm}^2$ |
| Coefficiente per condizione di aderenza: | $\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2) |

progettazione ati:

Coefficiente per diametro delle barre armatura: $\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
 Tensione ultima di aderenza (barre nervate): $f_{bd_C} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd_C} = \mathbf{2.36 \text{ N/mm}^2}$ (EC2 eq. 8.2)
 Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni): $\sigma_{sd_C} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = \mathbf{313 \text{ N/mm}^2}$

Calcestruzzo per magrone di riempimento o livellamento

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C12/15 ($R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2$).

Classe di esposizione ambientale X0.

Massima dimensione aggregati: 40 mm.

3.5 Resistenza acciaio per c.a. e carpenteria metallica

3.5.1 Barre, tondini e reti

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentino (almeno) le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = \mathbf{450 \text{ N/mm}^2}$
 Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = \mathbf{540 \text{ N/mm}^2}$
 Tensione di calcolo elastica (comb. rara): $\sigma_a = 0.8 \times f_{yk} = \mathbf{360 \text{ N/mm}^2}$
 Fattore di sicurezza acciaio: $\gamma_s = 1.15$
 Tensione di progetto: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \mathbf{391 \text{ N/mm}^2}$

3.5.2 Tubi per micropali

Per l'armatura dei micropali, si utilizzano profilati cavi in carpenteria metallica in acciaio tipo S355JR, che presentino (almeno) le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk_steel} = \mathbf{355 \text{ N/mm}^2}$
 Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk_steel} = \mathbf{470 \text{ N/mm}^2}$
 Fattore di sicurezza acciaio (carpenteria): $\gamma_{M0} = 1.05$
 Tensione di progetto: $f_{yd_steel} = f_{yk_steel} / \gamma_{M0} = \mathbf{338 \text{ N/mm}^2}$

progettazione ati:

4 VITA NOMINALE E VITA DI RIFERIMENTO DELLE OPERE

4.1 Classe d'uso, vita nominale e vita di riferimento

Con riferimento alla destinazione d'uso della costruzione e della modalità d'impiego, la struttura in oggetto appartiene al tipo di costruzione 2: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per le quali è prevista una vita nominale di $V_N = 50$ anni. Ai fini del calcolo dell'azione sismica è stata considerata una "Classe d'uso IV": "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità", ai sensi delle NTC2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$.

Pertanto le azioni sismiche sull'opera sono valutate in relazione ad un

Periodo di riferimento pari a: $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

Si hanno le seguenti probabilità di eccedenza (NTC2018, tab. 3.2.I):

Stato limite di esercizio SLO: $P_{VR_SLO} = 0.81$ (81%)

Stato limite di esercizio SLD: $P_{VR_SLD} = 0.63$ (63%)

Stato limite ultimo SLV: $P_{VR_SLV} = 0.10$ (10%)

Stato limite ultimo SLC: $P_{VR_SLC} = 0.05$ (5%)

A cui corrispondono i seguenti tempi di ritorno:

Stato limite di esercizio SLO: $T_{R_SLO} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLO}) = 60$ anni

Stato limite di esercizio SLD: $T_{R_SLD} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLD}) = 101$ anni

Stato limite ultimo SLV: $T_{R_SLV} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLV}) = 949$ anni

Stato limite ultimo SLC: $T_{R_SLC} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLC}) = 1950$ anni

4.2 Parametri sismici base

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di $T_{R_SLV} = 949$ anni. Essa, conformemente a quanto prescritto dalle NTC2018, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Di seguito i parametri di progetto.

4.2.1 Coordinate geodetiche di riferimento

Latitudine (in gradi): Latid. = 43.658601°

Longitudine (in gradi): Longit. = 12.519561°

4.2.2 Parametri sismici (su sito di riferimento rigido orizzontale)

Accelerazione di picco (norm.) per SLO: $a_{gSLO} = 0.080$ g

Accelerazione di picco (norm.) per SLD: $a_{gSLD} = 0.098$ g

Accelerazione di picco (norm.) per SLV: $a_{gSLV} = 0.225$ g

Accelerazione di picco (norm.) per SLC: $a_{gSLC} = 0.286$ g

progettazione ati:

| | |
|---|--|
| Fattore amplificatore spettro orizz. (SLO): | $F_{0SLO} = 2.442$ |
| Fattore amplificatore spettro orizz. (SLD): | $F_{0SLD} = 2.454$ |
| Fattore amplificatore spettro orizz. (SLV): | $F_{0SLV} = 2.514$ |
| Fattore amplificatore spettro orizz. (SLC): | $F_{0SLC} = 2.542$ |
| Fattore amplificatore spettro vert. (SLO): | $F_{VSLO} = 1.35 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}^{0.5} = 0.932$ (con a_{gSLO} adimensionale) |
| Fattore amplificatore spettro vert. (SLD): | $F_{VSLD} = 1.35 \times F_{0SLD} \times a_{gSLD}^{0.5} = 1.037$ (con a_{gSLD} adimensionale) |
| Fattore amplificatore spettro vert. (SLV): | $F_{VSLV} = 1.35 \times F_{0SLV} \times a_{gSLV}^{0.5} = 1.610$ (con a_{gSLV} adimensionale) |
| Fattore amplificatore spettro vert. (SLC): | $F_{VSLC} = 1.35 \times F_{0SLC} \times a_{gSLC}^{0.5} = 1.835$ (con a_{gSLC} adimensionale) |
| Periodo fine tratto spettro orizz. (SLO): | $T_{CSLO}^* = 0.287$ s |
| Periodo fine tratto spettro orizz. (SLD): | $T_{CSLD}^* = 0.296$ s |
| Periodo fine tratto spettro orizz. (SLV): | $T_{CSLV}^* = 0.329$ s |
| Periodo fine tratto spettro orizz. (SLC): | $T_{CSLC}^* = 0.338$ s |

| Stato limite sismico | V_N (anni) | C_U (adim.) | V_R (anni) | T_R (anni) | a_g/g (adim.) | F_0 (adim.) | F_v (adim.) | T_c^* (secondi) |
|----------------------|-----------------|------------------|-----------------|-----------------|--------------------|------------------|------------------|----------------------|
| SLO | 50 | 2.00 | 100 | 60 | 0.080 | 2.442 | 0.932 | 0.287 |
| SLD | 50 | 2.00 | 100 | 101 | 0.098 | 2.454 | 1.037 | 0.296 |
| SLV | 50 | 2.00 | 100 | 949 | 0.225 | 2.514 | 1.610 | 0.329 |
| SLC | 50 | 2.00 | 100 | 1950 | 0.286 | 2.542 | 1.835 | 0.338 |

Parametri per la definizione delle azioni sismiche di progetto (secondo NTC2018).

4.2.3 Parametri sismici del terreno

| | |
|---|--|
| Categoria del terreno (NTC2018 tab. 3.2.II): | "B" |
| Descrizione (da tab. 3.2.II): | "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti" |
| Categoria topogr. terreno (NTC2018 tab. 3.2.III): | "T2" |
| Descrizione (da tab. 3.2.III): | "Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ " |

4.2.4 Stato limite SLO

| | |
|---|---|
| Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore): | $S_{S_SLO} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}/a_g = 1.322$ (NTC2018, tab. 3.2.IV) |
| dovendo rientrare nei due limiti 1.00, 1.20 si ha: | $S_{S_SLO} = 1.200$ |
| Coefficiente di amplificazione topografica: | $S_T = 1.20$ (NTC2018, tab. 3.2.V) |
| Coefficiente di suolo topografico: | $S_{SLO} = S_{S_SLO} \times S_T = 1.440$ (adim.) |

progettazione ati:

| | |
|--|---|
| Coefficiente C_{C_SLO} (formula/valore): | $C_{C_SLO} = 1.10 \times (T_{CSLO}^*)^{-0.20} = 1.412$ (NTC2018, tab. 3.2.IV) |
| Periodo inizio tratto a velocità costante: | $T_{C_SLO} = 0.405 \text{ s} = C_{C_SLO} \times T_{CSLO}^*$ |
| Periodo inizio spettro accelerazione costante: | $T_{B_SLO} = T_{C_SLO} / 3 = 0.135 \text{ s}$ (NTC 2018, eq. 3.2.6) |
| Periodo inizio spettro spostamento costante: | $T_{D_SLO} = 1.920 \text{ s} = 4.0 \times a_{gSLO}/g + 1.6$ (NTC2018, eq. 3.2.7) |

4.2.5 Stato limite SLD

| | |
|---|---|
| Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore): | $S_{S_SLD} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLD} \times a_{gSLD}/a_g = 1.304$ (NTC2018, tab. 3.2.IV) |
| dovendo rientrare nei due limiti 1.00, 1.20 si ha: | $S_{S_SLD} = 1.200$ |
| Coefficiente di amplificazione topografica: | $S_T = 1.20$ (NTC2018, tab. 3.2.V) |
| Coefficiente di suolo topografico: | $S_{SLD} = S_{S_SLD} \times S_T = 1.440$ (adim.) |
| Coefficiente C_{C_SLD} (formula/valore): | $C_{C_SLD} = 1.10 \times (T_{CSLD}^*)^{-0.20} = 1.403$ (NTC2018, tab. 3.2.IV) |
| Periodo inizio tratto a velocità costante: | $T_{C_SLD} = 0.415 \text{ s} = C_{C_SLD} \times T_{CSLD}^*$ |
| Periodo inizio spettro accelerazione costante: | $T_{B_SLD} = T_{C_SLD} / 3 = 0.138 \text{ s}$ (NTC 2018, eq. 3.2.6) |
| Periodo inizio spettro spostamento costante: | $T_{D_SLD} = 1.992 \text{ s} = 4.0 \times a_{gSLD}/g + 1.6$ (NTC2018, eq. 3.2.7) |

4.2.6 Stato limite SLV

| | |
|---|---|
| Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore): | $S_{S_SLV} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLV} \times a_{gSLV}/a_g = 1.174$ (NTC2018, tab. 3.2.IV) |
| dovendo rientrare nei due limiti 1.00, 1.20 si ha: | $S_{S_SLV} = 1.174$ |
| Coefficiente di amplificazione topografica: | $S_T = 1.20$ (NTC2018, tab. 3.2.V) |
| Coefficiente di suolo topografico: | $S_{SLV} = S_{S_SLV} \times S_T = 1.408$ (adim.) |
| Coefficiente C_{C_SLV} (formula/valore): | $C_{C_SLV} = 1.10 \times (T_{CSLV}^*)^{-0.20} = 1.374$ (NTC2018, tab. 3.2.IV) |
| Periodo inizio tratto a velocità costante: | $T_{C_SLV} = 0.452 \text{ s} = C_{C_SLV} \times T_{CSLV}^*$ |
| Periodo inizio spettro accelerazione costante: | $T_{B_SLV} = T_{C_SLV} / 3 = 0.151 \text{ s}$ (NTC 2018, eq. 3.2.6) |
| Periodo inizio spettro spostamento costante: | $T_{D_SLV} = 2.500 \text{ s} = 4.0 \times a_{gSLV}/g + 1.6$ (NTC2018, eq. 3.2.7) |

4.2.7 Stato limite SLC

| | |
|---|---|
| Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore): | $S_{S_SLC} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLC} \times a_{gSLC}/a_g = 1.109$ (NTC2018, tab. 3.2.IV) |
| dovendo rientrare nei due limiti 1.00, 1.20 si ha: | $S_{S_SLC} = 1.109$ |
| Coefficiente di amplificazione topografica: | $S_T = 1.20$ (NTC2018, tab. 3.2.V) |
| Coefficiente di suolo topografico: | $S_{SLC} = S_{S_SLC} \times S_T = 1.331$ (adim.) |
| Coefficiente C_{C_SLC} (formula/valore): | $C_{C_SLC} = 1.10 \times (T_{CSLC}^*)^{-0.20} = 1.366$ (NTC2018, tab. 3.2.IV) |
| Periodo inizio tratto a velocità costante: | $T_{C_SLC} = 0.462 \text{ s} = C_{C_SLC} \times T_{CSLC}^*$ |
| Periodo inizio spettro accelerazione costante: | $T_{B_SLC} = T_{C_SLC} / 3 = 0.154 \text{ s}$ (NTC 2018, eq. 3.2.6) |
| Periodo inizio spettro spostamento costante: | $T_{D_SLC} = 2.744 \text{ s} = 4.0 \times a_{gSLC}/g + 1.6$ (NTC2018, eq. 3.2.7) |

progettazione ati:

Di seguito, i parametri calcolati per i quattro stati limite fondamentali sismici:

| Stato limite sismico | V_N (anni) | C_U (adim.) | V_R (anni) | T_R (anni) | a_g/g (adim.) | T_B (s) | T_C (s) | T_D (s) |
|----------------------|-----------------|------------------|-----------------|-----------------|--------------------|--------------|--------------|--------------|
| SLO | 50 | 2.00 | 100 | 60 | 0.080 | 0.135 | 0.405 | 1.920 |
| SLD | 50 | 2.00 | 100 | 101 | 0.098 | 0.138 | 0.415 | 1.992 |
| SLV | 50 | 2.00 | 100 | 949 | 0.225 | 0.151 | 0.452 | 2.500 |
| SLC | 50 | 2.00 | 100 | 1950 | 0.286 | 0.154 | 0.462 | 2.744 |

Parametri per la definizione delle azioni sismiche di progetto (secondo NTC2018).

progettazione ati:

5 MODELLI DI CALCOLO

Per l'analisi sismica globale – con isolatori tra impalcati e baggioli di pile e spalle – sono stati studiati dei modelli FEM “ad hoc”. Le sollecitazioni sismiche sono state valutate con analisi dinamica lineare con spettro di risposta del modello globale impalcato più sottostrutture le pile sono modellate con le loro inerzie e modulo elastico del cls non fessurato, le spalle, che sono state considerate come una struttura scatolare rigida e un corpo monolitico con il terreno, sono invece rappresentate da un vincolo verticale (cerniera).

L'analisi sismica è stata condotta in modo da poter calcolare le reazioni necessarie per il dimensionamento degli appoggi e della sottostruttura (spalle e fondazioni) in condizioni sismiche. Sono previsti degli isolatori elastomerici che consentono di abbattere la rigidità del sistema ponte-sottostrutture e dunque avere dei periodi propri molti alti in modo da ricadere nel ramo discendente dello spettro di progetto.

La massa sismica è data dalla somma dei carichi di Fase 1 e di Fase 2 (vdr. Relazione Impalcato).

Di seguito si riportano le combinazioni di carico utilizzate. Le reazioni degli appoggi sono valutate per l'azione sismica allo SLV mentre gli spostamenti massimi sono valutati per l'azione sismica allo SLC.

TABLE: Combination Definitions

| ComboName | ComboType | AutoDesign | CaseType | CaseName | ScaleFactor |
|-----------|------------|------------|-------------------|----------------|-------------|
| Text | Text | Yes/No | Text | Text | Unitless |
| SLV_1 | Linear Add | No | Linear Static | FASE1 | 1 |
| SLV_1 | | | Linear Static | FASE2 | 1 |
| SLV_1 | | | Response Combo | ENT_VUT | 0.5 |
| SLV_1 | | | Response Spectrum | SLV_X | 1 |
| SLV_1 | | | Response Spectrum | SLV_Y | 0.3 |
| SLV_1 | | | Response Spectrum | SLV_Z | 0.3 |
| SLV_1 | | | Linear Static | SOTTOSTRUTTURE | 1 |
| SLV_2 | Linear Add | No | Linear Static | FASE1 | 1 |
| SLV_2 | | | Linear Static | FASE2 | 1 |
| SLV_2 | | | Response Combo | ENT_VUT | 0.5 |
| SLV_2 | | | Response Spectrum | SLV_X | 0.3 |
| SLV_2 | | | Response Spectrum | SLV_Y | 1 |
| SLV_2 | | | Response Spectrum | SLV_Z | 0.3 |
| SLV_2 | | | Linear Static | SOTTOSTRUTTURE | 1 |
| SLV_3 | Linear Add | No | Linear Static | FASE1 | 1 |
| SLV_3 | | | Linear Static | FASE2 | 1 |
| SLV_3 | | | Response Combo | ENT_VUT | 0.5 |
| SLV_3 | | | Response Spectrum | SLV_X | 0.3 |
| SLV_3 | | | Response Spectrum | SLV_Y | 0.3 |
| SLV_3 | | | Response Spectrum | SLV_Z | 1 |
| SLV_3 | | | Linear Static | SOTTOSTRUTTURE | 1 |
| SLC_1 | Linear Add | No | Linear Static | FASE1 | 1 |
| SLC_1 | | | Linear Static | FASE2 | 1 |
| SLC_1 | | | Response Combo | ENT_VUT | 0.5 |
| SLC_1 | | | Response Spectrum | SLC_X | 1 |
| SLC_1 | | | Response Spectrum | SLC_Y | 0.3 |
| SLC_1 | | | Response Spectrum | SLC_Z | 0.3 |
| SLC_1 | | | Linear Static | SOTTOSTRUTTURE | 1 |
| SLC_2 | Linear Add | No | Linear Static | FASE1 | 1 |
| SLC_2 | | | Linear Static | FASE2 | 1 |
| SLC_2 | | | Response Combo | ENT_VUT | 0.5 |
| SLC_2 | | | Response Spectrum | SLC_X | 0.3 |
| SLC_2 | | | Response Spectrum | SLC_Y | 1 |
| SLC_2 | | | Response Spectrum | SLC_Z | 0.3 |
| SLC_2 | | | Linear Static | SOTTOSTRUTTURE | 1 |
| SLC_3 | Linear Add | No | Linear Static | FASE1 | 1 |
| SLC_3 | | | Linear Static | FASE2 | 1 |
| SLC_3 | | | Response Combo | ENT_VUT | 0.5 |
| SLC_3 | | | Response Spectrum | SLC_X | 0.3 |
| SLC_3 | | | Response Spectrum | SLC_Y | 0.3 |
| SLC_3 | | | Response Spectrum | SLC_Z | 1 |
| SLC_3 | | | Linear Static | SOTTOSTRUTTURE | 1 |

progettazione ati:

Come detto, il sistema di vincolo dell'impalcato alle sottostrutture, prevede l'impiego di isolatori elastomerici; si tratta di dispositivi d'appoggio costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione; sono caratterizzati da ridotta rigidità orizzontale, elevata rigidità verticale ed opportuna capacità dissipativa. Queste caratteristiche consentono rispettivamente di aumentare il periodo proprio della struttura, di sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti, e di contenere lo spostamento sulla struttura isolata.

Su ogni spalla e pila sono posizionati 2 isolatori elastomerici su un unico allineamento in corrispondenza delle due nervature principali dell'impalcato.

Nel caso specifico vengono utilizzati degli isolatori elastomerici caratterizzati da i seguenti parametri:

SPALLA

- ✓ coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (pari a $\zeta_{eq} = 10\%$),
- ✓ rigidità orizzontale equivalente $K_e = 4.40 \text{ kN/mm}$

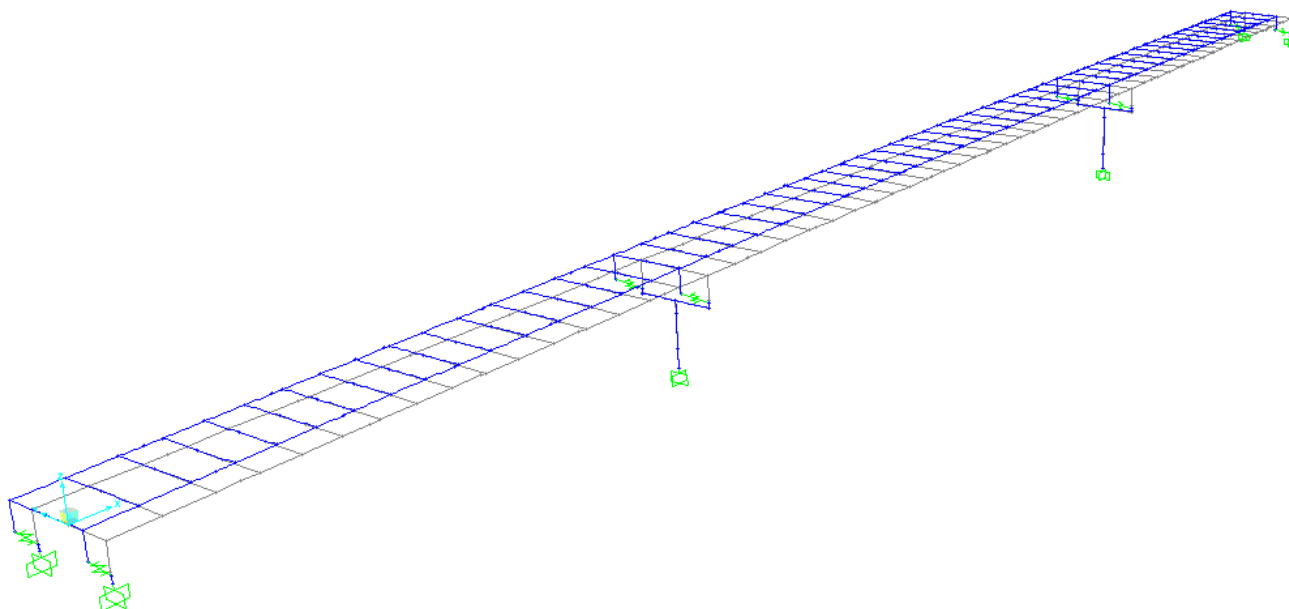
PILA

- ✓ coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (pari a $\zeta_{eq} = 10\%$),
- ✓ rigidità orizzontale equivalente $K_e = 5.30 \text{ kN/mm}$

Nel modello di calcolo tali dispositivi sono modellati con elementi "link" lineari a cui sono state assegnate le caratteristiche di rigidità orizzontale equivalente (nelle due direzioni ortogonali nel piano orizzontale) e rigidità verticale dell'isolatore adottato.

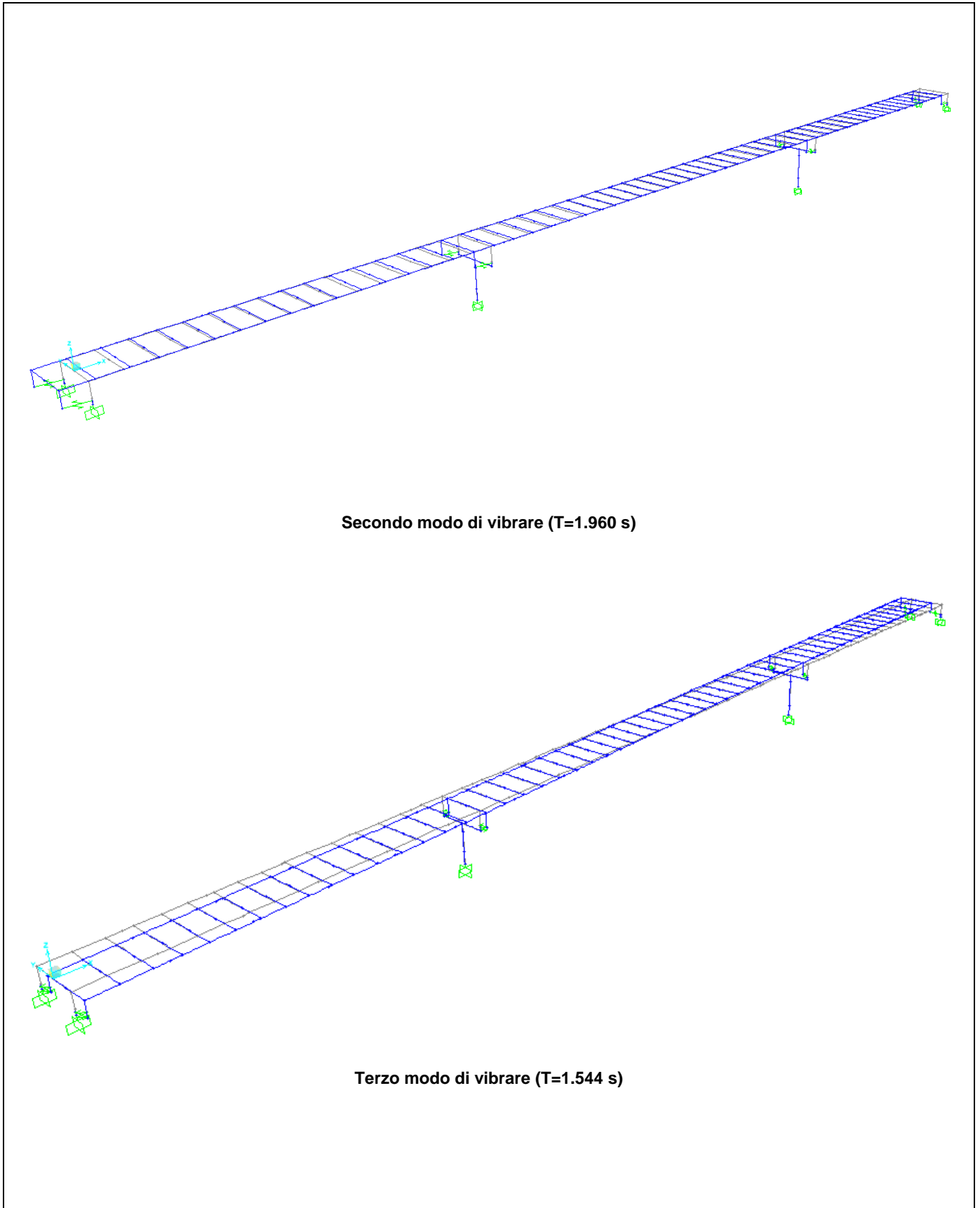
È stata definita l'analisi modale in modo da non trascurare modi di vibrare aventi massa partecipante superiore al 5%. I primi due modi di vibrare mobilitano il 100% della massa nelle due direzioni principali X e Y, per raggiungere il 95% della massa lungo partecipante lungo Z sono stati studiati 25 modi di vibrare.

Di seguito vengono illustrati i modi di vibrare più significativi e le tabelle relative alle informazioni più rilevanti dell'analisi stessa.



Primo modo di vibrare (T=2.044 s)

progettazione ati:



progettazione ati:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

| OutputCase | StepType | StepNum | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ |
|------------|----------|----------|----------|-------------|------------|-------------|----------|----------|-----------|
| Text | Text | Unitless | Sec | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless |
| MODAL | Mode | 1 | 2.044424 | 0 | 0.874 | 0 | 0 | 0.874 | 0 |
| MODAL | Mode | 2 | 1.960429 | 0.883 | 0 | 2.184E-07 | 0.883 | 0.874 | 2.184E-07 |
| MODAL | Mode | 3 | 1.544225 | 0 | 4.719E-07 | 0 | 0.883 | 0.874 | 2.184E-07 |
| MODAL | Mode | 4 | 0.876419 | 1.134E-08 | 0 | 0.049 | 0.883 | 0.874 | 0.049 |
| MODAL | Mode | 5 | 0.823937 | 0 | 0.00005651 | 0 | 0.883 | 0.874 | 0.049 |
| MODAL | Mode | 6 | 0.732373 | 0 | 0.009295 | 0 | 0.883 | 0.883 | 0.049 |
| MODAL | Mode | 7 | 0.50749 | 0.0000079 | 0 | 0.017 | 0.883 | 0.883 | 0.067 |
| MODAL | Mode | 8 | 0.489363 | 0 | 0.00000231 | 0 | 0.883 | 0.883 | 0.067 |
| MODAL | Mode | 9 | 0.448429 | 2.192E-08 | 0 | 0.659 | 0.883 | 0.883 | 0.726 |
| MODAL | Mode | 10 | 0.440964 | 0 | 0.00004126 | 0 | 0.883 | 0.883 | 0.726 |
| MODAL | Mode | 11 | 0.326827 | 0 | 2.41E-08 | 0 | 0.883 | 0.883 | 0.726 |
| MODAL | Mode | 12 | 0.28073 | 0.000004417 | 0 | 0.0002679 | 0.883 | 0.883 | 0.726 |
| ... | | | | | | | | | |
| MODAL | Mode | 50 | 0.003429 | 0.026 | 0 | 0.000009705 | 0.993 | 0.971 | 0.967 |

L'elemento strutturale "spalla" è considerato quale struttura di fondazione e muro di contenimento. Si sono, in particolare, seguite le indicazioni delle NTC2018 al par. 7.11.6.2.1. A meno di specifiche analisi dinamiche, l'analisi della sicurezza delle strutture di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudo-statici. L'azione sismica è stata rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. In particolare, si sono impiegate le formulazioni 7.11.6, 7.11.7 e 7.11.8 indicate nelle NTC2018. Inoltre, il valore del coefficiente β_m di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è stato posto pari al valore unitario: relativamente a strutture di contenimento non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (fondazioni su pali). Di fatto, nelle verifiche sismiche SLV strutturali (con $S = S_S \times S_T$), si calcola:

$$\text{coefficiente sismico orizzontale:} \quad k_h = \beta_m \times S_S \times S_T \times a_g / g = S \times a_g / g$$

$$\text{coefficiente sismico verticale:} \quad k_v = +/- 0.5 \times k_h$$

L'elemento strutturale "spalla", fondato su pali, si considera quale elemento di fondazione solidale con il terreno. In tal caso, il fattore di comportamento risulta unitario $q = 1.0$ (struttura "non dissipativa").

Per le spinte statiche dei terreni, usualmente si accetta l'ipotesi di Rankine di distribuzione triangolare con risultante orizzontale, in condizioni di spinta "a riposo" (poiché la struttura è, appunto, scatolare e fondata su pali).

L'ipotesi di spinte orizzontali, come noto,⁴ è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso (attrito terreni-muri) e quindi ha una componente verticale stabilizzante che viene trascurata, rispetto al ribaltamento.

Per l'incremento della spinta dei terreni in condizioni sismiche, a partire dalla condizione "a riposo", si è adottato il modello di Wood che presenta distribuzione costante lungo l'altezza.

Le azioni orizzontali considerate sono quelle provocate dalla massa⁵ della spalla più quelle dovute alla travata, alle spinte dei terreni e dei sovraccarichi in superficie (consideranti a stesa uniforme costante). I calcoli delle spinte dei terreni e delle inerzie sismiche tengono conto della larghezza effettiva della spalla e della sua geometria globale e dell'effettiva distribuzione dei terreni (di imbarco ed esterni).

Si veda, ad esempio, il par. 11.3.1 al testo "Progettazione e costruzione di ponti con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti", Mario Paolo Petrangeli, MASSON, IV edizione, 1998.

⁵ Qualora la geometria della spalla sia tale da presentare in alcuni punti particolari cambi di sezione, che però poco impattino sull'entità globale del peso della spalla e della relativa inerzia sismica, per semplicità e sicurezza si adotterà la sezione maggiore come rappresentativa (al cambio di sezione) dal punto di vista delle inerzie sismiche e dei pesi verticali.

progettazione ati:

Come sopra detto, le pile sono state invece modellate con le loro inerzie e modulo elastico del cls non fessurato, con la loro altezza ed incastrate sulla quota di estradosso del plinto. Nel seguito della relazione sono riportate le verifiche di comportamento sostanzialmente elastico e di non superamento della curva di prima plasticizzazione.

Le sollecitazioni derivanti dal sisma sono state desunte direttamente dal modello dinamico e poi trasportate alla sommità della palificata trattando la struttura del plinto di fondazione come struttura rigida.

In questa relazione è stato schematizzato un modello di pila con funzionamento isostatico a mensola incastrata alla base e libera in sommità, per la valutazione delle azioni derivanti dai carichi permanenti ed accidentali. Nella realtà, la sommità della pila può risultare vincolata elasticamente quando le travate poggiano su di essa con appoggi in gomma. Poiché questi materiali sintetici plastici presentano moduli di elasticità trasversale bassi la deformazione della pila può avvenire solo con l'insorgere di forze orizzontali che si oppongono allo spostamento della testa della pila stessa. Si sono, quindi, trascurati i vincoli in sommità sul pulvino e considerati invece come zone di trasmissione dei carichi provenienti dall'impalcato. In questo schema a mensola, si sono assegnati non solo gli scarichi statici provenienti dall'impalcato ma anche gli scarichi in fase sismica sul piano appoggi, letti dal modello dinamico, in maniera da effettuare un ulteriore controllo e confronto con le sollecitazioni sismiche ricavate dal modello dinamico.

progettazione ati:

6 SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE DA IMPALCATI

6.1 Sollecitazioni scaricate su appoggi su spalle

Di seguito, le tabelle degli scarichi delle sollecitazioni (caratteristiche) scaricate sugli appoggi dalle travi metalliche delle strutture in elevazione (impalcato). I carichi sismici sono relativi allo SLV. L'analisi sismica è stata condotta ai sensi del D.M.17/01/18 con l'analisi spettrale del solo impalcato isolato con le caratteristiche del sistema di isolamento (rigidezza e smorzamento equivalente) riportate nella relazione di calcolo degli impalcato. I dati sismici sono stati riferiti a $V_N = 50$ anni, in Classe d'uso IV. Coordinate geografiche Longitudine $12,519561^\circ$ e Latitudine $43,658601^\circ$. Categoria del sottosuolo di tipo B, topografia sottosuolo T2. Le reazioni sono riportate in tabella in forma spuria per le tre direzioni (orizzontali X, Y e verticale Z), ossia senza combinazioni direzionali.

| SP1 - SP2 | | Carichi Verticali | |
|--|------------|-------------------|--------------|
| | | A (nodo 075) | B (nodo 275) |
| | | [kN] | [kN] |
| Pesi propri (Fase1) | (g1) | 1250 | 1250 |
| Pesi propri portati (Fase2) | (g2) | 500 | 500 |
| Ritiro | (e2) | -200 | -200 |
| Max Permanenti | | 1750 | 1750 |
| Min Permanenti | | 1550 | 1550 |
| Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)* | (q1+q2+q3) | 800 | 1950 |
| Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)* | (q1+q2+q3) | 1950 | 800 |
| Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)* | (q1) | 150 | 1550 |
| Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)* | (q1) | 1550 | 150 |
| Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)* | (q1+q2) | 350 | 1850 |
| Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)* | (q1+q2) | 1850 | 350 |
| Gradiente termico | (q7) | 150 | 150 |
| Effetto cedimenti fondazioni (massimo) | (e5) | 50 | 50 |
| Effetto cedimenti fondazioni (minimo) | (e5) | -50 | -50 |

| SP1 - SP2 | | Carichi Verticali | |
|-------------------------|------|-------------------|--------------|
| | | A (nodo 075) | B (nodo 275) |
| | | [kN] | [kN] |
| Sisma Longitudinale | (q6) | ± 100 | ± 100 |
| Sisma Trasversale | (q6) | ± 500 | ± 500 |
| Sisma Verticale Max/Min | (q6) | ± 350 | ± 350 |
| Vento Ponte Carico | (q5) | ± 600 | ± 600 |
| Vento Ponte Scarico | (q5) | ± 600 | ± 600 |
| Centrifuga | (q4) | 0 | 0 |
| Frenatura | (q3) | 0 | 0 |
| Termica uniforme | (q7) | 50 | 50 |

progettazione ati:

| SP1 - SP2 | | Carichi Trasversali | |
|-------------------------|------|---------------------|--------------|
| | | A (nodo 075) | B (nodo 275) |
| | | [kN] | [kN] |
| Sisma Longitudinale | (q6) | ± 0 | ± 0 |
| Sisma Trasversale | (q6) | ± 750 | ± 750 |
| Sisma Verticale Max/Min | (q6) | ± 0 | ± 0 |
| Vento Ponte Carico | (q5) | ± 700 | ± 700 |
| Vento Ponte Scarico | (q5) | ± 700 | ± 700 |
| Centrifuga | (q4) | 0 | 0 |
| Frenatura | (q3) | 0 | 0 |
| Termica uniforme | (q7) | 0 | 0 |

| SP1 - SP2 | | Carichi Longitudinali | |
|-------------------------|------|-----------------------|--------------|
| | | A (nodo 075) | B (nodo 275) |
| | | [kN] | [kN] |
| Sisma Longitudinale | (q6) | ± 950 | ± 950 |
| Sisma Trasversale | (q6) | ± 50 | ± 50 |
| Sisma Verticale Max/Min | (q6) | ± 50 | ± 50 |
| Vento Ponte Carico | (q5) | 50 | 50 |
| Vento Ponte Scarico | (q5) | 50 | 50 |
| Attrito appoggi | (q9) | 0 | 0 |
| Frenatura | (q3) | 150 | 150 |
| Termica uniforme | (q7) | 300 | 300 |

Nota Bene 1 : tutti i carichi sono non ponderati

| P1 - P2 | | Carichi Verticali | |
|--|------------|-------------------|--------------|
| | | A (nodo 054) | B (nodo 254) |
| | | [kN] | [kN] |
| Pesi propri (Fase1) | (g1) | 6150 | 6150 |
| Pesi propri portati (Fase2) | (g2) | 2250 | 2250 |
| Ritiro | (e2) | 150 | 150 |
| Max Permanenti | | 8550 | 8550 |
| Min Permanenti | | 8400 | 8400 |
| Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)* | (q1+q2+q3) | 1800 | 4250 |
| Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)* | (q1+q2+q3) | 4250 | 1800 |
| Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)* | (q1) | 350 | 3700 |
| Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)* | (q1) | 3700 | 350 |
| Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)* | (q1+q2) | 650 | 4050 |
| Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)* | (q1+q2) | 4050 | 650 |
| Gradiente termico | (q7) | -150 | -150 |
| Effetto cedimenti fondazioni (massimo) | (e5) | 100 | 100 |
| Effetto cedimenti fondazioni (minimo) | (e5) | -100 | -100 |

| P1 - P2 | | Carichi Verticali | |
|-------------------------|------|-------------------|--------------|
| | | A (nodo 054) | B (nodo 254) |
| | | [kN] | [kN] |
| Sisma Longitudinale | (q6) | ± 100 | ± 100 |
| Sisma Trasversale | (q6) | ± 850 | ± 850 |
| Sisma Verticale Max/Min | (q6) | ± 900 | ± 900 |
| Vento Ponte Carico | (q5) | ± 2600 | ± 2600 |
| Vento Ponte Scarico | (q5) | ± 2600 | ± 2600 |
| Centrifuga | (q4) | 0 | 0 |
| Frenatura | (q3) | 0 | 0 |
| Termica uniforme | (q7) | 50 | 50 |

progettazione ati:

| P1 - P2 | | Carichi Trasversali | |
|-------------------------|------|---------------------|--------------|
| | | A (nodo 054) | B (nodo 254) |
| | | [kN] | [kN] |
| Sisma Longitudinale | (q6) | ± 0 | ± 0 |
| Sisma Trasversale | (q6) | ± 1200 | ± 1200 |
| Sisma Verticale Max/Min | (q6) | ± 50 | ± 50 |
| Vento Ponte Carico | (q5) | ± 800 | ± 800 |
| Vento Ponte Scarico | (q5) | ± 800 | ± 800 |
| Centrifuga | (q4) | 0 | 0 |
| Frenatura | (q3) | 0 | 0 |
| Termica uniforme | (q7) | 0 | 0 |

| P1 - P2 | | Carichi Longitudinali | |
|-------------------------|------|-----------------------|--------------|
| | | A (nodo 054) | B (nodo 254) |
| | | [kN] | [kN] |
| Sisma Longitudinale | (q6) | ± 1100 | ± 1100 |
| Sisma Trasversale | (q6) | ± 50 | ± 50 |
| Sisma Verticale Max/Min | (q6) | ± 50 | ± 50 |
| Vento Ponte Carico | (q5) | 50 | 50 |
| Vento Ponte Scarico | (q5) | 50 | 50 |
| Attrito appoggi | (q9) | 0 | 0 |
| Frenatura | (q3) | 150 | 150 |
| Termica uniforme | (q7) | 150 | 150 |

Nota Bene 1 : tutti i carichi sono non ponderati

progettazione ati:

7 COMBINAZIONI DI CARICO

7.1 Coefficienti parziali di sicurezza per comb. di carico SLU/SLV/SLE

Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono state stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 delle NTC2018 e relativa Circolare. Per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi si è fatto riferimento alla tab. 5.1.V (rif. Par. 2.6.1) delle NTC2018. I valori dei coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono quelli riportati nella tab. 5.1.VI delle NTC2018.

Ai fini delle verifiche degli stati limite, al p.to 2.5.3 delle NTC2018 definisce le seguenti tipologie di combinazioni di azioni:

- Combinazione fondamentale (SLU):
 $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
- Combinazione caratteristica (SLE rara):
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$
- Combinazione frequente (SLE frequente):
 $G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{1,i} Q_{k,i}$
- Combinazione quasi permanente (SLE quasi permanente):
 $G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$
- Combinazione sismica (SLV):
 $E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$
- Combinazione eccezionale (ECC):
 $A_d + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$

dove i simboli hanno il seguente significato:

- G_1 → valore caratteristico delle azioni permanenti;
- G_2 → valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P → valore caratteristico dell'azione di pre-tensione o pre-compressione;
- Q_{k1} → valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{k,i}$ → valore caratteristico dell'azione variabile i ;
- γ_{G1} → coefficiente parziale per le azioni permanenti;
- γ_{G2} → coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
- γ_P → coefficiente parziale per le azioni di pre-tensione o pre-compressione;
- γ_{Q1} → coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $\gamma_{Q,i}$ → coefficiente parziale per l'azione variabile i ;
- $\psi_{i,i}$ → coefficienti di combinazione per i vari stati limite.

Il simbolo “+” (nelle combinazioni di carico riportate sopra) è da intendersi come “combinato con”. In particolare, con riferimento ai carichi variabili da traffico, si sono utilizzati i coefficienti di combinazione di carico indicati nelle NTC2018 alla tab. 5.1.VI.

| Azioni | Effetto del carico | ψ_0 (di combinazione) | ψ_1 (valori frequenti) | ψ_2 (valori quasi permanenti) |
|--------------------|---|-------------------------------|--------------------------------|---------------------------------------|
| Azioni da traffico | Gruppo 1 – Schema 1 (carichi tandem) | 0.75 | 0.75 | 0.0 |
| | Gruppo 1 – Schema 1 (carichi distribuiti) | 0.40 | 0.40 | 0.0 |

progettazione ati:

| | | | | |
|-------------------------|---|------|------|------|
| | Gruppo 1 – Schema 2 | 0.0 | 0.75 | 0.0 |
| | Gruppo 2a | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | Gruppo 4 (folla) | 0.0 | 0.75 | 0.0 |
| Azioni del vento | q _{5,v} – ponte scarico esecuzione | 0.80 | 0.0 | 0.0 |
| | q _{5,v} – ponte scarico SLU e SLE | 0.60 | 0.20 | 0.0 |
| | q _{5,v} – ponte carico | 0.60 | 0.0 | 0.0 |
| Azioni termiche | T _k | 0.60 | 0.60 | 0.50 |

Figura 6.1 Estratto della tabella 5.1.VI delle NTC2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame – coefficienti di combinazione delle azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

7.2 Azioni nelle verifiche agli stati limite

7.2.1 Stati limite ultimi

Nelle verifiche agli stati limite ultimi, da norma NTC2018, si distinguono i seguenti casi:

- **EQU** → stato limite di equilibrio come corpo rigido;
- **STR** → stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
- **GEO** → stato limite di resistenza del terreno.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della tabella sottostante, mentre per le verifiche strutturali si utilizzeranno i coefficienti della colonna STR.

| Tipi di carico | Effetto del carico | Coefficiente γ_F | EQU ⁽¹⁾ | A1 STR | A2 GEO |
|---|--------------------|----------------------------|--------------------|--------|--------|
| Permanenti | Favorevoli | γ_{G1} | 0.90 | 1.00 | 1.00 |
| | Sfavorevoli | | 1.10 | 1.35 | 1.00 |
| Permanenti non strutturali⁽²⁾ | Favorevoli | γ_{G2} | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | Sfavorevoli | | 1.50 | 1.50 | 1.30 |
| Variabili da traffico | Favorevoli | γ_Q | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | Sfavorevoli | | 1.35 | 1.35 | 1.15 |
| Variabili | Favorevoli | γ_{Qi} | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | Sfavorevoli | | 1.50 | 1.50 | 1.30 |
| Ritiro e viscosità, cedimenti vincolari | Favorevoli | γ_{e2}, γ_{e3} | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | Sfavorevoli | | 1.20 | 1.20 | 1.20 |

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

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

Figura 6.2 Estratto della tabella 5.1.V delle NTC2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame – coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

progettazione ati:

7.2.2 Stati limite di esercizio

Per le strutture in calcestruzzo armato ordinario, il p.to 4.1.2.2 delle NTC2018 prevedono le seguenti verifiche generali di esercizio:

- verifiche di deformabilità;
- verifiche di fessurazione/verifiche delle tensioni di esercizio;
- verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità.

Nel caso in oggetto, per la verifica di tutti gli elementi strutturali costituenti spalle, pile e le relative palificate, si è tenuto in debito conto soprattutto le verifiche di fessurazione e le massime tensioni di esercizio.

7.3 Combinazioni dei carichi maggiormente significative

7.3.1 Combinazioni SLU/SLV

Nella valutazione delle resistenze strutturali di spalle e pile, si sono considerate le seguenti combinazioni allo stato limite ultimo (fondamentali e sismiche). In particolare, si sono riportate le combinazioni di carico maggiormente significative per il dimensionamento delle palificate e per il progetto e la verifica delle armature degli elementi strutturali maggiormente cementati.

| COMB. | G ₁ Pesi Propri | G ₂ Perm. portati | e ₂ Ritiro | q ₇ Termica uniforme | Q ₁ (max d_Est) | Q ₁ (max ecc_Est) | q ₃ Frenatura | q ₄ Centrifuga | q _{5-SC} Vento ponte scarico | q _{5-C} Vento ponte carico |
|------------|----------------------------------|------------------------------------|--------------------------|---------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|-----------------------------|------------------------------|--|--|
| SLU_00 | 1,35 | 1,35 | 1,20 | 0,90 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,50 | 0,00 |
| SLU_01 (*) | 1,35 | 1,35 | 1,20 | 0,90 | 1,35 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,90 |
| SLU_02 | 1,35 | 1,35 | 1,20 | 0,90 | 0,00 | 1,35 | 1,35 | 0,00 | 0,00 | 0,90 |
| SLU_03 | 1,35 | 1,35 | 1,20 | 0,90 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 0,90 |
| SLU_04 | 1,35 | 1,35 | 1,20 | 0,90 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,50 |
| SLU_05 | 1,35 | 1,35 | 1,20 | 1,50 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,90 |
| SLU_06 | 1,35 | 1,35 | 1,20 | 0,90 | 1,35 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLU_07 | 1,35 | 1,35 | 1,20 | 0,90 | 0,00 | 1,35 | 1,35 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLU_08 | 1,35 | 1,35 | 1,20 | 0,90 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 0,00 |
| SLU_09 | 1,35 | 1,35 | 1,20 | 0,90 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLU_10 | 1,35 | 1,35 | 1,20 | 1,50 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLU_16 | 1,00 | 1,00 | 1,20 | 0,90 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,50 | 0,00 |
| SLU_17 | 1,00 | 1,00 | 1,20 | 0,90 | 1,35 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,90 |
| SLU_18 | 1,00 | 1,00 | 1,20 | 0,90 | 0,00 | 1,35 | 1,35 | 0,00 | 0,00 | 0,90 |

progettazione ati:

| | | | | | | | | | | |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| SLU_19 | 1,00 | 1,00 | 1,20 | 0,90 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 0,90 |
| SLU_20 | 1,00 | 1,00 | 1,20 | 0,90 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,50 |
| SLU_21 | 1,00 | 1,00 | 1,20 | 1,50 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,90 |
| SLU_22 | 1,00 | 1,00 | 1,20 | 0,90 | 1,35 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLU_23 | 1,00 | 1,00 | 1,20 | 0,90 | 0,00 | 1,35 | 1,35 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLU_24 | 1,00 | 1,00 | 1,20 | 0,90 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 0,00 |
| SLU_25 | 1,00 | 1,00 | 1,20 | 0,90 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLU_26 | 1,00 | 1,00 | 1,20 | 1,50 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

| COMB. | G1 Pesi Propri | G2 Perm. portati | | q7 Termica uniforme | Q6_V_max (sisma verticale) | Q6_V_min (sisma verticale) | q6_H (sisma orizzontale) | | | |
|-----------------------|----------------------|------------------------|--|---------------------------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|--|--|--|
| SLV_01 | 1,00 | 1,00 | | 0,50 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | | | |
| SLV_02 | 1,00 | 1,00 | | 0,50 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | | | |
| SLV_03 ^(*) | 1,00 | 1,00 | | 0,50 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | | | |

(*) Evidenziate le combinazioni di carico che maggiormente interessano il dimensionamento e la verifica delle fondazioni su pali (per spalle e pile).

NOTA: "Q1 (max d_Est)" è la combinazione di carico relativa alla massima densità di carichi viaggianti sugli impalcati; "Q1 (max Ecc_Est)" è la combinazione di carico relativa alla disposizione geometrica sugli impalcati corrispondente alla massima eccentricità risultante dei carichi viaggianti.

Figura 6.3 Combinazioni di carico SLU e SLV (maggiormente significative per spalle e pile): A1 – STR (tabella 5.1.V delle NTC2018).

7.3.2 Combinazioni SLE - rara

Di seguito le combinazioni di carico per stato limite di esercizio (combinazioni rara).

| COMB. | G1 Pesi Propri | G2 Perm. portati | e2 Ritiro | q7 Termica uniforme | Q1 (max d_Est) | Q1 (max ecc_Est) | q3 Frenatura | q4 Centrifuga | q5-SC Vento ponte scarico | q5-C Vento ponte carico |
|------------------------|----------------------|------------------------|--------------|---------------------------|----------------------|------------------------|-----------------|------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| SLEr_00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 |
| SLEr_01 ^(*) | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,60 |
| SLEr_02 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,60 |
| SLEr_03 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,60 |

progettazione ati:

| | | | | | | | | | | |
|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| SLEr_04 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 |
| SLEr_05 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,60 |
| SLEr_06 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEr_07 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEr_08 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEr_09 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEr_10 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEr_16 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 |
| SLEr_17 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,60 |
| SLEr_18 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,60 |
| SLEr_19 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,60 |
| SLEr_20 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 |
| SLEr_21 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,60 |
| SLEr_22 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEr_23 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEr_24 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEr_25 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEr_26 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

(*) Evidenziate le combinazioni di carico che maggiormente interessano il dimensionamento e la verifica delle fondazioni su pali (per spalle e pile).

NOTA: "Q1 (max d_Est)" è la combinazione di carico relativa alla massima densità di carichi viaggianti sugli impalcati; "Q1 (max Ecc_Est)" è la combinazione di carico relativa alla disposizione geometrica sugli impalcati corrispondente alla massima eccentricità risultante dei carichi viaggianti.

Figura 6.4 Combinazioni di carico SLE-rara (maggiormente significative per spalle e pile): tabella 5.1.VI delle NTC2018.

progettazione ati:

7.3.3 Combinazioni SLE - frequente

Di seguito le combinazioni di carico per stato limite di esercizio (combinazioni frequente).

| COMB. | G ₁ Pesi Propri | G ₂ Perm. portati | e ₂ Ritiro | q ₇ Termica uniforme | Q ₁ (max d_Est) | Q ₁ (max ecc_Est) | q ₃ Frenatura | q ₄ Centrifuga | q _{5-SC} Vento ponte scarico | q _{5-C} Vento ponte carico |
|-------------|----------------------------------|------------------------------------|--------------------------|---------------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|-----------------------------|------------------------------|--|--|
| SLEf_00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 |
| SLEf_01 (*) | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,20 |
| SLEqp_02 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,20 |
| SLEqp_03 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,20 |
| SLEf_04 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 |
| SLEf_05 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,20 |
| SLEf_06 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEf_07 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEf_08 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEf_09 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,60 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEf_10 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEf_16 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 |
| SLEf_17 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,20 |
| SLEf_18 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,20 |
| SLEf_19 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,20 |
| SLEf_20 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 |
| SLEf_21 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,20 |
| SLEf_22 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEf_23 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEf_24 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEf_25 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,20 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEf_26 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

progettazione ati:

(*) Evidenziate le combinazioni di carico che maggiormente interessano il dimensionamento e la verifica delle fondazioni su pali (per spalle e pile).

NOTA: “Q1 (max d_Est)” è la combinazione di carico relativa alla massima densità di carichi viaggianti sugli impalcati; “Q1 (max Ecc_Est)” è la combinazione di carico relativa alla disposizione geometrica sugli impalcati corrispondente alla massima eccentricità risultante dei carichi viaggianti.

Figura 6.5 Combinazioni di carico SLE-frequente (maggiormente significative per spalle e pile): tabella 5.1.VI delle NTC2018.

7.3.4 Combinazioni SLE – quasi permanente

Di seguito le combinazioni di carico per stato limite di esercizio (combinazioni quasi permanente).

| COMB. | G ₁ Pesi Propri | G ₂ Perm. portati | e ₂ Ritiro | q ₇ Termica uniforme | Q ₁ (max d_Est) | Q ₁ (max ecc_Est) | q ₃ Frenatura | q ₄ Centrifuga | q ₅ -SC Vento ponte scarico | q ₅ -C Vento ponte carico |
|--------------|----------------------------------|------------------------------------|--------------------------|---------------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|-----------------------------|------------------------------|---|---|
| SLEqp_00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 |
| SLEqp_01 (*) | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEqp_02 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEqp_03 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEqp_04 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 |
| SLEqp_05 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEqp_06 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEqp_07 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEqp_08 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEqp_09 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEqp_10 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEqp_16 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 |
| SLEqp_17 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEqp_18 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEqp_19 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEqp_20 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 |
| SLEqp_21 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

progettazione ati:

| | | | | | | | | | | |
|----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| SLEqp_22 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEqp_23 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEqp_24 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEqp_25 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| SLEqp_26 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

(*) Evidenziate le combinazioni di carico che maggiormente interessano il dimensionamento e la verifica delle fondazioni su pali (per spalle e pile).

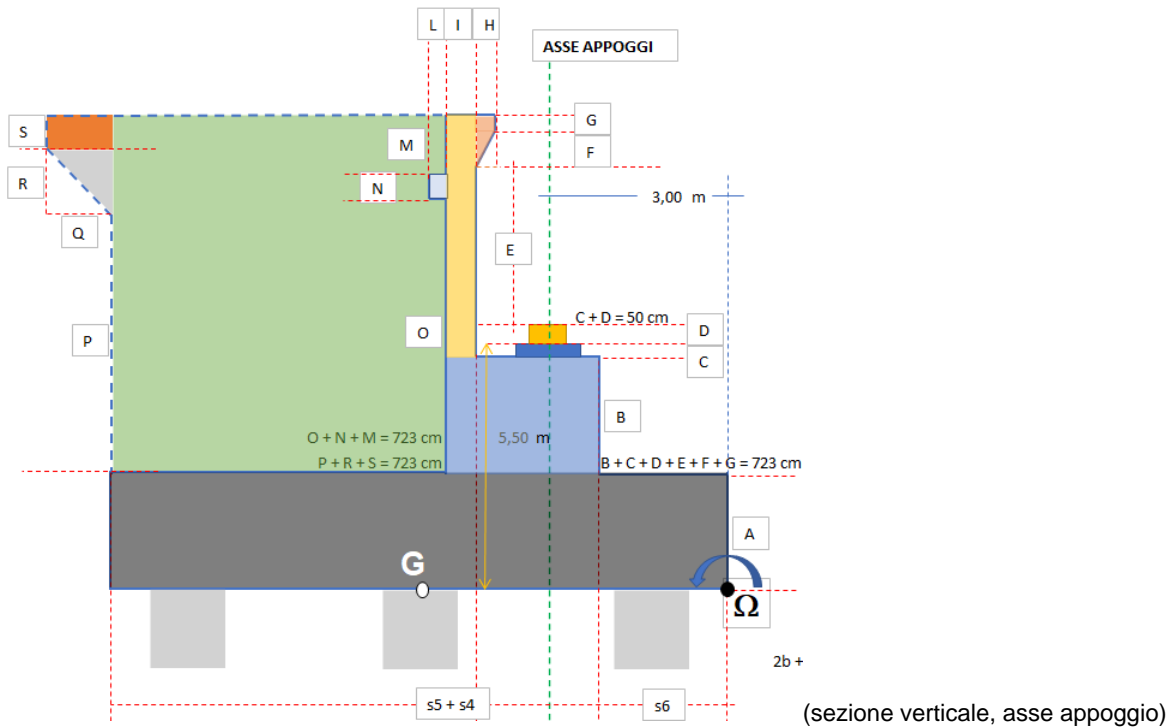
NOTA: “Q1 (max d_Est)” è la combinazione di carico relativa alla massima densità di carichi viaggianti sugli impalcati;
“Q1 (max Ecc_Est)” è la combinazione di carico relativa alla disposizione geometrica sugli impalcati corrispondente alla massima eccentricità risultante dei carichi viaggianti.

Figura 6.6 Combinazioni di carico SLE-quasi permanente (maggiormente significative per spalle e pile): tabella 5.1.VI delle NTC2018.

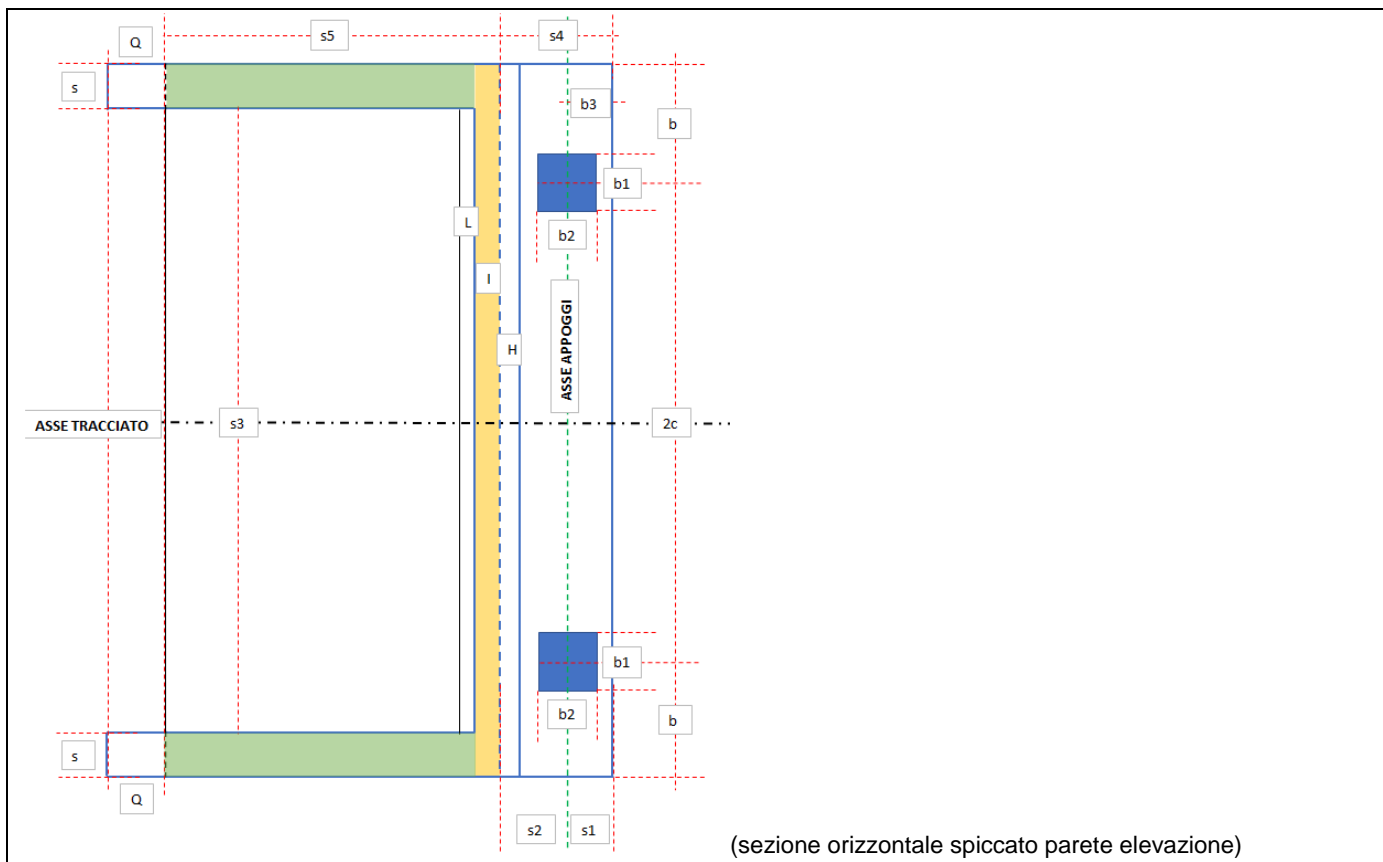
progettazione ati:

8 GEOMETRIE ELEMENTI STRUTTURALI: SPALLE A, B

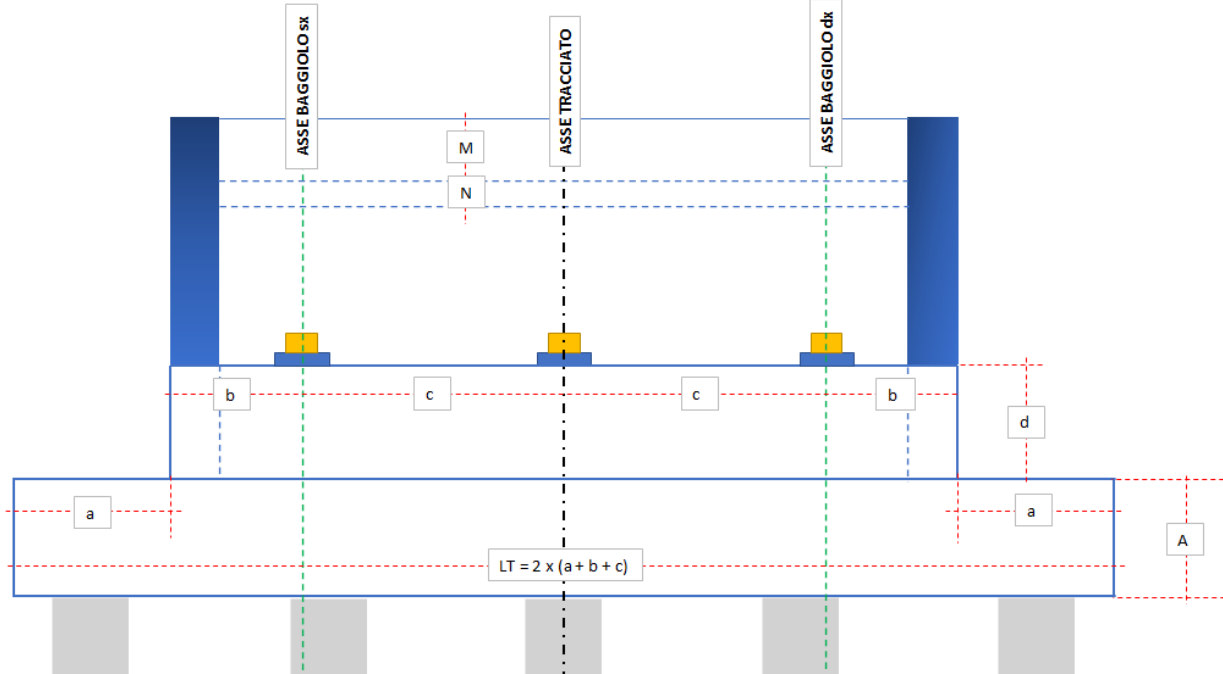
8.1 Geometria spalla (rappresentativa): schemi grafici qualitativi



progettazione ati:

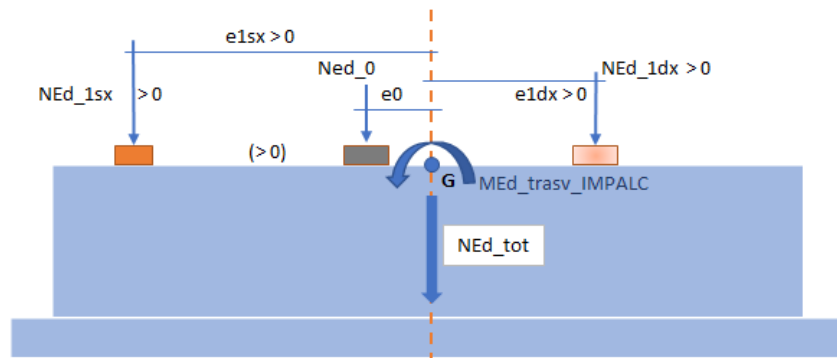


(sezione orizzontale spiccato parete elevazione)



(sezione verticale, trasversale, su assi appoggi – schema qualitativo – numero di appoggi disegnati generico)

progettazione ati:



(sezione verticale, trasversale, su assi appoggi – schema qualitativo – disposizione assi appoggi da asse spalla/platea)

8.1.1 Disassamento baricentro appoggi

| | |
|--|---|
| Numero di appoggi (effettivo) per spalla: | 2 |
| Distanza appoggio "1 sx" da baricentro spalla: | $e1sx = 400$ cm |
| Distanza appoggio "0" (baricentro appoggi lat.): | $e0 = 0$ cm (coincidente con baricentro coppia appoggi) |
| Distanza appoggio "1 dx" da baricentro spalla: | $e1dx = 400$ cm |

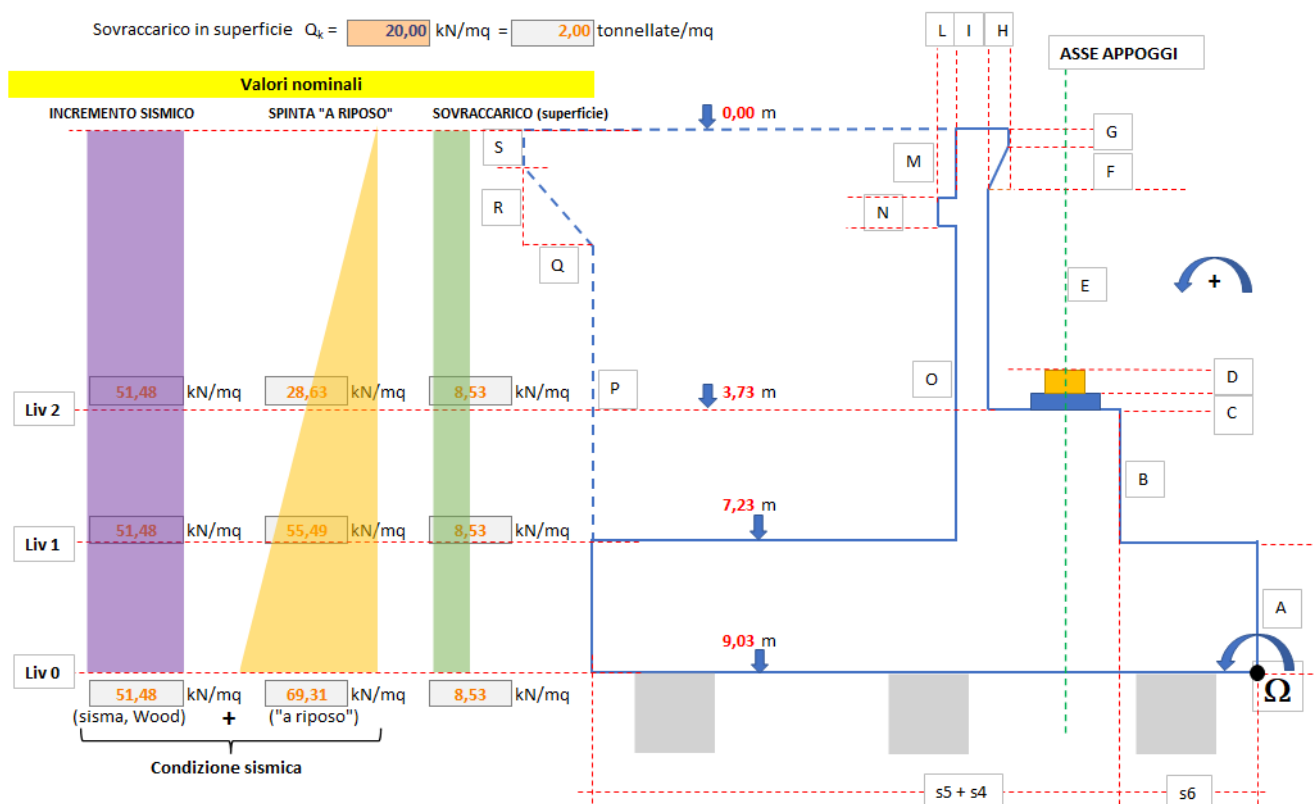
8.1.2 Dimensioni geometriche spalla

| | |
|---|----------------|
| Altezza soletta fondazione: | A = 180 cm |
| Altezza parete elevazione: | B = d = 350 cm |
| Altezza baggioli (valore medio riferimento): | C = 20 cm |
| Altezza apparecchio di appoggio: | D = 30 cm |
| Altezza tratto intermedio paraghiaia: | E = 253 cm |
| Altezza sbalzo paraghiaia (triangolare): | F = 40 cm |
| Altezza sbalzo paraghiaia (quadrangolare): | G = 30 cm |
| Larghezza sbalzo paraghiaia: | H = 28 cm |
| Spessore setto paraghiaia: | I = 50 cm |
| Larghezza dente soletta flottante: | L = 25 cm |
| Altezza tratto setto paraghiaia fino a dente: | M = 0 cm |
| Altezza dente soletta flottante: | N = 0 cm |
| Altezza tratto paraghiaia da intradosso dente: | O = 723 cm |
| Altezza risvolti laterali (fino a inizio bandiera): | P = 493 cm |
| Larghezza orizzontale bandiera: | Q = 200 cm |
| Altezza tratto triangolare bandiera: | R = 130 cm |
| Altezza tratto quadrangolare bandiera: | S = 100 cm |
| Sbordo soletta fondazione da risvolti laterali: | a = 240 cm |

progettazione ati:

| | |
|---|-------------------------------------|
| Distanza asse appoggi di estremità da risvolti: | $b = 200 \text{ cm}$ (valore medio) |
| Interasse (orizzontale) appoggi: | $c = 400 \text{ cm}$ (valore medio) |
| Larghezza trasversale soletta fondazione: | $LT = 1680 \text{ cm}$ |
| Spessore risvolti laterali: | $s = 75 \text{ cm}$ |
| Distanza asse appoggi da bordo parete elevazione: | $s1 = b3 = 80 \text{ cm}$ |
| Distanza asse appoggi da bordo parete paraghiaia: | $s2 = 110 \text{ cm}$ |
| Dimensione x baggiolo: | $b1 = 100 \text{ cm}$ |
| Dimensione y baggiolo: | $b2 = 100 \text{ cm}$ |
| Distanza interna netta tra risvolti laterali: | $s3 = 1050 \text{ cm}$ |
| Larghezza parete elevazione da superf. Paraghiaia: | $s4 = 190 \text{ cm}$ |
| Larghezza orizzontale (costante) risvolto laterale: | $s5 = 910 \text{ cm}$ |
| Distanza orizzontale risvolti laterali: | $s5 + s4 = 1100 \text{ cm}$ |
| Larghezza totale soletta di fondazione: | $s4 + 2s + s6 = 1320 \text{ cm}$ |
| Larghezza soletta fondazione da parete elevazione: | $s6 = 220 \text{ cm}$ |
| Larghezza (trasversale) parete elevazione: | $2(b + c) = 12,00 \text{ m}$. |

Sovraccarico in superficie $Q_k = 20,00 \text{ kN/mq} = 2,00 \text{ tonnellate/mq}$



8.1.3 Dati geotecnici e sismici dei terreni

| | |
|--|-----------------|
| Accelerazione normalizzata: | $a_g/g = 0,225$ |
| Coefficiente amplificazione stratigrafica: | $S_s = 1,173$ |

progettazione ati:

| | |
|--|--|
| Coefficiente amplificazione topografica: | $S_T = 1,200$ |
| Coeff. di riduzione max. accelerazione attesa: | $\beta_m = 1,00$ |
| Peso specifico terreno tal quale: | $\gamma = 18,00$ (valore medio di riferimento) |
| Angolo di attrito interno terreno: | $\phi = 35^\circ$ |
| Coefficiente orizzontale: | $k_h = \beta_m S_S S_T a_g/g = 0,317$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2) |
| Coefficiente verticale: | $k_v = 0,5k_h = 0,158$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2.1) |
| Coefficiente di spinta "a riposo" (Jaky): | $k_0 = 1 - \sin\phi = 0,426$ |
| Sovraccarico in superficie (caratteristico): | $Q_k = 20,00 \text{ kN/m}^2 = 2,00 \text{ tonnellate/m}^2$ |
| Altezza su cui agisce l'incremento sismico (Wood): | $H = 9,03 \text{ m}$ (altezza spalla con sp. soletta fondazione) |
| Incremento di pressione sismica (modello Wood): | $S_T S_S (a_g/g) \gamma H = 51,48 \text{ kN/m}^2$ (distribuzione costante) |
| Massima pressione spinta "a riposo": | $k_0 \gamma H = (0,426 \times 18,00 \times 9,03) = 69,31 \text{ kN/m}^2$ (arrotondato) |
| Massima pressione sovraccarico superficie: | $k_0 Q_k = (0,426 \times 20,00) = 8,53 \text{ kN/m}^2$ (arrotondato) |

8.1.4 Distribuzione masse elementi spalla

Si considerano i pesi delle masse dei vari elementi strutturali costituenti la spalla (ad esclusione della masse dei pali). Il braccio di tali risultanti viene misurato dal centro Ω (si veda schema alla pagina precedente).

| Tipologia elemento spalla | Pesi [kN] | Braccio [m] | Momenti da Ω [kNm] |
|---|-----------|-------------|---------------------------|
| Soletta fondazione | 9979,2 | 6,60 | 65863 |
| Parete elevazione | 2520,0 | 3,40 | 8568 |
| Paraghiaia | 559,5 | 4,35 | 2434 |
| Baggioli (complessivi) | 10,0 | 3,00 | 30 |
| Sbalzo paraghiaia | 36,8 | 3,96 | 146 |
| Dente soletta flottante | 0,0 | 4,73 | 0 |
| Muri di risvolto | 2331,7 | 8,90 | 20752 |
| Bandiera (parte superiore) | 75,0 | 9,90 | 743 |
| Bandiera (parte inferiore) | 48,8 | 9,57 | 466 |
| Peso terreno interno spalla (escluso sovraccarico) ^(*) | 11752 | 8,90 | 104590 |

^(*) L'effetto del sovraccarico è stato considerato solo come effetto ribaltante per spinta orizzontale del terreno ed è stato ignorato per sicurezza come contributo stabilizzante sopra il volume di terreno imbarcato.

| | |
|--|--------------------------|
| Complessivi verticali (pesi): | $N = 27313 \text{ kN}$ |
| Complessivi momenti (rispetto polo Ω): | $M = 203590 \text{ kNm}$ |

progettazione ati:

| | |
|--|--|
| Eccentricità complessivi verticali (pesi): | $e = M/N = 7,45 \text{ m}$ |
| Distanza baricentro soletta fondazione da Ω : | $G\Omega = (s4 + s5 + s6)/2 = 6,60 \text{ m}$ |
| Distanza eccentricità (trasporto): | $\Delta e = e - G\Omega = 0,85 \text{ m}$ |
| Momento (complessivo) trasportato su G: | $M_G = N \times \Delta e = 23328 \text{ kNm}$ (complessivi in asse plinto fondazione). |

8.1.5 Distribuzione inerzie sismiche

Si considerano le distribuzioni delle masse sismiche delle varie parti strutturali che costituiscono la spalla:

| Tipologia elemento spalla | Inerzie sismiche (orizzontali) [kN] | Braccio (verticale) [m] | Momenti da Ω [kNm] |
|-----------------------------|-------------------------------------|-------------------------|---------------------------|
| Soletta fondazione | 3160,5 | 0,90 | 2844 |
| Parete elevazione | 798,1 | 3,55 | 2833 |
| Paraghiaia | 177,2 | 7,17 | 1270 |
| Baggioli (complessivi) | 3,2 | 5,40 | 17 |
| Sbalzo paraghiaia | 13,3 | 8,88 | 118 |
| Dente soletta flottante | 0,0 | 9,03 | 0 |
| Muri di risvolto | 738,5 | 5,42 | 3999 |
| Bandiera (parte superiore) | 23,8 | 8,53 | 203 |
| Bandiera (parte inferiore) | 15,4 | 7,60 | 117 |
| Peso terreno interno spalla | 3721,9 | 5,42 | 20173 |

| | |
|------------------------------------|-----------------------------|
| Complessivi (orizzontali) inerzie: | $V_h = 8652 \text{ kN}$ |
| Complessivi momenti (ribaltanti): | $M_h = - 31574 \text{ kNm}$ |

Valori riferiti alla larghezza della parete di elevazione: $L = 12 \text{ m}$ (**risultanti sismiche orizzontali e momenti ribaltanti dovuti alle spinte dei terreni**)

| Liv 0 - Quota: 9,03 m | Sisma, Wood | Spinta "a riposo" | Sovraccarico |
|-----------------------|-------------|-------------------|--------------|
| $F_k =$ | 5578 kN | 3755 kN | 924 kN |
| $M_k =$ | -25185 kNm | -11303 kNm | -4173 kNm |

progettazione ati:

| Liv 1 - Quota: 7,23 m | Sisma, Wood | Spinta "a riposo" | Sovraccarico |
|-----------------------|-------------|-------------------|--------------|
| $F_k =$ | 4466 kN | 2407 kN | 740 kN |
| $M_k =$ | -16145 kNm | -5802 kNm | -2675 kNm |

| Liv 2 - Quota: 3,73 m | Sisma, Wood | Spinta "a riposo" | Sovraccarico |
|-----------------------|-------------|-------------------|--------------|
| $F_k =$ | 2304 kN | 641 kN | 382 kN |
| $M_k =$ | -4297 kNm | -797 kNm | -712 kNm |

8.1.6 Valori maggiormente indicativi delle spinte e dei momenti sismici (delle terre)

Si riportano i valori delle risultanti delle spinte sismiche orizzontali e dei momenti ribaltanti sismici riferiti al piano che contiene la testa dei pali della palificata. Di seguito i valori maggiori, per combinazioni di carico maggiormente significative per la spalla:

| | |
|--|---|
| Da comb. SLU_00 a combinazione SLU_10: | $H_{Ed_long_terre} = 6317$ kN |
| Da comb. SLU_16 a combinazione SLU_26: | $H_{Ed_long_terre} = 4679$ kN |
| Combinazione sismica SLV_03: | $H_{Ed_long_terre} = 9333$ kN |
| Da comb. SLU_00 a combinazione SLU_10: | $M_{Ed_terre} = 20892$ kNm (in modulo) |
| Da comb. SLU_16 a combinazione SLU_26: | $M_{Ed_terre} = 15476$ kNm (in modulo) |
| Combinazione sismica SLV_03: | $M_{Ed_terre} = 36489$ kNm (in modulo) |

8.1.7 Sollecitazioni scaricate dagli impalcati

| | |
|--|--------|
| Altezza estradosso baggioli da quota testa palificata: | 5,50 m |
| Numero di appoggi per spalla: | 2 |

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

| | |
|-------------------------|---|
| N_{Ed_tot} | scarico complessivo da impalcato su appoggi spalla |
| $M_{Ed_trasv_IMPALC}$ | momento complessivo trasversale per scarichi impalcato su appoggi |
| H_{trasv_IMPALC} | risultante carichi trasversali su appoggi spalla |
| H_{long_IMPALC} | risultante carichi longitudinali su appoggi spalla |

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della spalla tra i 2 appoggi presenti (a quota dell'estradosso dei baggioli).
Valori in modulo.

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| Comb. | MIN N_{Ed_tot} [kN] | MAX N_{Ed_tot} [kN] | M_{Ed_trasv_IMPALC} [kNm] | H_{trasv_IMPALC} [kN] | H_{long_IMPALC} [kN] |
|--------------|--|--|--|--------------------------------------|-------------------------------------|
| SLU_00 | 4815 | 4815 | -7200 | 2100 | 690 |
| SLU_01 | 8393 | 8393 | -9990 | 1260 | 630 |
| SLU_02 | 7718 | 7718 | 3510 | 1260 | 1035 |
| SLU_03 | 7718 | 7718 | 3510 | 1260 | 630 |
| SLU_04 | 7718 | 7718 | 630 | 2100 | 690 |
| SLU_05 | 7778 | 7778 | 3510 | 1260 | 990 |
| SLU_06 | 8393 | 8393 | -5670 | 0 | 540 |
| SLU_07 | 7718 | 7718 | 7830 | 0 | 945 |
| SLU_08 | 7718 | 7718 | 7830 | 0 | 540 |
| SLU_09 | 7718 | 7718 | 7830 | 0 | 540 |
| SLU_10 | 7778 | 7778 | 7830 | 0 | 900 |
| SLU_16 | 3590 | 3590 | -7200 | 2100 | 690 |
| SLU_17 | 7168 | 7168 | -9990 | 1260 | 630 |
| SLU_18 | 6493 | 6493 | 3510 | 1260 | 1035 |
| SLU_19 | 6493 | 6493 | 3510 | 1260 | 630 |
| SLU_20 | 6493 | 6493 | 630 | 2100 | 690 |
| SLU_21 | 6553 | 6553 | 3510 | 1260 | 990 |
| SLU_22 | 7168 | 7168 | -5670 | 0 | 540 |
| SLU_23 | 6493 | 6493 | 7830 | 0 | 945 |
| SLU_24 | 6493 | 6493 | 7830 | 0 | 540 |
| SLU_25 | 6493 | 6493 | 7830 | 0 | 540 |
| SLU_26 | 6553 | 6553 | 7830 | 0 | 900 |
| SLV_01 | 2950 | 4150 | 0 | - | - |
| SLV_02 | 2400 | 3600 | 2000 | - | - |
| SLV_03 | - | - | - | 1500 | 2200 |

progettazione ati:

Sollecitazioni flettenti SLU/SLV riferite al piano testa pali (valori in modulo)

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

| | |
|----------------------------|--|
| $H_{\text{trasv_IMPALC}}$ | risultante carichi trasversali su piano testa pali (baricentro) |
| $M_{\text{trasv_IMPALC}}$ | momento complessivo trasversale scarichi impalcato (baric. testa pali) |
| $H_{\text{long_IMPALC}}$ | risultante carichi longitudinali su piano testa pali (bericentro) |
| $M_{\text{long_IMPALC}}$ | momento complessivo longitudin. scarichi impalcato (baric. testa pali) |

Altezza dell'estradosso dei baggioli: **5,50 m** (a partire dalla quota testa dei pali).

| Comb. | $H_{\text{trasv_IMPALC}}$ [kN] | $M_{\text{trasv_IMPALC}}$ [kNm] | $H_{\text{long_IMPALC}}$ [kN] | $M_{\text{long_IMPALC}}$ [kNm] |
|--------|---------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| SLU_00 | 2100 | 11550 | 690 | 3795 |
| SLU_01 | 1260 | 6930 | 630 | 3465 |
| SLU_02 | 1260 | 6930 | 1035 | 5693 |
| SLU_03 | 1260 | 6930 | 630 | 3465 |
| SLU_04 | 2100 | 11550 | 690 | 3795 |
| SLU_05 | 1260 | 6930 | 990 | 5445 |
| SLU_06 | 0 | 0 | 540 | 2970 |
| SLU_07 | 0 | 0 | 945 | 5198 |
| SLU_08 | 0 | 0 | 540 | 2970 |
| SLU_09 | 0 | 0 | 540 | 2970 |
| SLU_10 | 0 | 0 | 900 | 4950 |
| SLU_16 | 2100 | 11550 | 690 | 3795 |
| SLU_17 | 1260 | 6930 | 630 | 3465 |
| SLU_18 | 1260 | 6930 | 1035 | 5693 |
| SLU_19 | 1260 | 6930 | 630 | 3465 |
| SLU_20 | 2100 | 11550 | 690 | 3795 |
| SLU_21 | 1260 | 6930 | 990 | 5445 |
| SLU_22 | 0 | 0 | 540 | 2970 |
| SLU_23 | 0 | 0 | 945 | 5198 |

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| | | | | |
|--------|------|------|------|-------|
| SLU_24 | 0 | 0 | 540 | 2970 |
| SLU_25 | 0 | 0 | 540 | 2970 |
| SLU_26 | 0 | 0 | 900 | 4950 |
| SLV_01 | - | - | - | - |
| SLV_02 | - | - | - | - |
| SLV_03 | 1500 | 8250 | 2200 | 12100 |

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della testa della palificata

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura (tutti i valori sono di progetto):

| | |
|--------------------------------|---|
| $\Delta M_{Ed-trasv_IMPALC}$ | quota di momento per eccentricità baric. appoggi da baric. palificata |
| N_{Ed_spalla} | valore di progetto carichi verticali strutture/terre spalla (su palificata) |
| $M_{Ed_spalla (LONG)}$ | Momento di progetto carichi verticali strutture/terre da baric. palificata |
| $H_{Ed_spalla_sisma}$ | Inerzie orizzontali elementi strutturali spalla |
| $M_{Ed_spalla (LONG)_sisma}$ | Momenti ribaltanti inerzie elementi strutturali spalla |
| M_{long_TERRE} | Momenti ribaltanti per spinta delle terre |
| H_{long_terre} | Spinte orizzontali terre. |

Si riportano i valori delle azioni (kN) e dei momenti flettenti di progetto (kNm) per le combinazioni di carico più significative:

| Comb. | MIN ΔM_{Ed-} trasv_IMPALC | MAX ΔM_{Ed-} trasv_IMPALC | N_{Ed_spalla} | M_{Ed_spalla} (LONG) | $H_{Ed_spalla_sisma}$ | M_{Ed_spalla} (LONG)_sisma | M_{long_TERRE} | H_{long_terre} |
|--------|---|---|------------------|----------------------------|-------------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|
| SLU_00 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 20892 | 6317 |
| SLU_01 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 20892 | 6317 |
| SLU_02 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 20892 | 6317 |
| SLU_03 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 20892 | 6317 |
| SLU_04 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 20892 | 6317 |
| SLU_05 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 20892 | 6317 |
| SLU_06 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 20892 | 6317 |
| SLU_07 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 20892 | 6317 |
| SLU_08 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 20892 | 6317 |

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| | | | | | | | | |
|--------|---|---|-------|--------|---|---|-------|------|
| SLU_09 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 20892 | 6317 |
| SLU_10 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 20892 | 6317 |
| SLU_16 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 15476 | 4679 |
| SLU_17 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 15476 | 4679 |
| SLU_18 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 15476 | 4679 |
| SLU_19 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 15476 | 4679 |
| SLU_20 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 15476 | 4679 |
| SLU_21 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 15476 | 4679 |
| SLU_22 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 15476 | 4679 |
| SLU_23 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 15476 | 4679 |
| SLU_24 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 15476 | 4679 |
| SLU_25 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 15476 | 4679 |
| SLU_26 | 0 | 0 | 36872 | -31493 | - | - | 15476 | 4679 |

| | | | | | | | | |
|--------|---|---|-------|--------|------|-------|-------|------|
| SLV_01 | 0 | - | 27313 | -23328 | 8652 | 31574 | - | - |
| SLV_02 | 0 | - | 27313 | -23328 | 8652 | 31574 | - | - |
| SLV_03 | 0 | - | 27313 | -23328 | 8652 | 31574 | 36489 | 9333 |

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della palificata

Nelle tabelle a seguire, si è adottata la seguente simbologia (tutti i valori sono di progetto):

| | |
|----------------------|--|
| N_{Ed_tot} | scarico complessivo azioni verticali |
| $M_{Ed_trasv_tot}$ | momento con asse d'inflessione parallelo all'asse tracciato |
| M_{long_tot} | momento longitudinale con asse d'inflessione perpend. asse tracciato |
| H_{trasv_tot} | azione risultante trasversale (perpendicolare) all'asse tracciato |
| H_{long_tot} | azione risultante parallela all'asse tracciato. |

Si ha in particolare:

| | |
|--|--|
| eccentricità baricentro appoggi da baricentro palificata: | 0,00 m (perpendicolarmente asse tracciato) |
| eccentricità asse baggioli da baricentro testa palificata: | 3,60 m (parallelamente asse tracciato). |

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| Comb. | MIN N _{Ed_tot} [kN] | MAX N _{Ed_tot} [kN] | MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MIN M _{long_tot} [kNm] | MAX M _{long_tot} [kNm] | H _{trasv_tot} [kN] | H _{long_tot} [kN] |
|--------|------------------------------------|------------------------------------|---|---|---------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| SLU_00 | 41687 | 41687 | 4350 | 18750 | 10529 | 10529 | 2100 | 7007 |
| SLU_01 | 45264 | 45264 | -3060 | 5580 | 23078 | 23078 | 1260 | 6947 |
| SLU_02 | 44589 | 44589 | 10440 | 19080 | 22875 | 22875 | 1260 | 7352 |
| SLU_03 | 44589 | 44589 | 10440 | 19080 | 20648 | 20648 | 1260 | 6947 |
| SLU_04 | 44589 | 44589 | 12180 | 26580 | 20978 | 20978 | 2100 | 7007 |
| SLU_05 | 44649 | 44649 | 10440 | 19080 | 22844 | 22844 | 1260 | 7307 |
| SLU_06 | 45264 | 45264 | -5670 | -5670 | 22583 | 22583 | 0 | 6857 |
| SLU_07 | 44589 | 44589 | 7830 | 7830 | 22380 | 22380 | 0 | 7262 |
| SLU_08 | 44589 | 44589 | 7830 | 7830 | 20153 | 20153 | 0 | 6857 |
| SLU_09 | 44589 | 44589 | 7830 | 7830 | 20153 | 20153 | 0 | 6857 |
| SLU_10 | 44649 | 44649 | 7830 | 7830 | 22349 | 22349 | 0 | 7217 |
| SLU_16 | 40462 | 40462 | 4350 | 18750 | 702 | 702 | 2100 | 5369 |
| SLU_17 | 44039 | 44039 | -3060 | 5580 | 13251 | 13251 | 1260 | 5309 |
| SLU_18 | 43364 | 43364 | 10440 | 19080 | 13049 | 13049 | 1260 | 5714 |
| SLU_19 | 43364 | 43364 | 10440 | 19080 | 10821 | 10821 | 1260 | 5309 |
| SLU_20 | 43364 | 43364 | 12180 | 26580 | 11151 | 11151 | 2100 | 5369 |
| SLU_21 | 43424 | 43424 | 10440 | 19080 | 13017 | 13017 | 1260 | 5669 |
| SLU_22 | 44039 | 44039 | -5670 | -5670 | 12756 | 12756 | 0 | 5219 |
| SLU_23 | 43364 | 43364 | 7830 | 7830 | 12554 | 12554 | 0 | 5624 |
| SLU_24 | 43364 | 43364 | 7830 | 7830 | 10326 | 10326 | 0 | 5219 |
| SLU_25 | 43364 | 43364 | 7830 | 7830 | 10326 | 10326 | 0 | 5219 |
| SLU_26 | 43424 | 43424 | 7830 | 7830 | 12522 | 12522 | 0 | 5579 |
| SLV_01 | 30263 | 31463 | 0 | 0 | -1307 | 3013 | 0 | 8652 |
| SLV_02 | 32242 | 32242 | 2000 | 2000 | -3287 | 1033 | 0 | 8652 |
| SLV_03 | 30263 | 31463 | 8250 | 8250 | 47282 | 51602 | 1500 | 16463 |

progettazione ati:

NOTA: Sollecitazioni SLE-rara riferite al baricentro della palificata

| Comb. | MIN N _{Ed_tot} [kN] | MAX N _{Ed_tot} [kN] | MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MIN M _{long_tot} [kNm] | MAX M _{long_tot} [kNm] | H _{trasv_tot} [kN] | H _{long_tot} [kN] |
|---------|------------------------------------|------------------------------------|---|---|---------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| SLEr_00 | 30873 | 30873 | 2900 | 12500 | 7494 | 7494 | 1400 | 5139 |
| SLEr_01 | 33523 | 33523 | -2460 | 3300 | 16814 | 16814 | 840 | 5099 |
| SLEr_02 | 33023 | 33023 | 7540 | 13300 | 16664 | 16664 | 840 | 5399 |
| SLEr_03 | 33023 | 33023 | 7540 | 13300 | 15014 | 15014 | 840 | 5099 |
| SLEr_04 | 33023 | 33023 | 8700 | 18300 | 15234 | 15234 | 1400 | 5139 |
| SLEr_05 | 33063 | 33063 | 7540 | 13300 | 16478 | 16478 | 840 | 5339 |
| SLEr_06 | 33523 | 33523 | -4200 | -4200 | 16484 | 16484 | 0 | 5039 |
| SLEr_07 | 33023 | 33023 | 5800 | 5800 | 16334 | 16334 | 0 | 5339 |
| SLEr_08 | 33023 | 33023 | 5800 | 5800 | 14684 | 14684 | 0 | 5039 |
| SLEr_09 | 33023 | 33023 | 5800 | 5800 | 14684 | 14684 | 0 | 5039 |
| SLEr_10 | 33063 | 33063 | 5800 | 5800 | 16148 | 16148 | 0 | 5279 |
| SLEr_16 | 30873 | 30873 | 2900 | 12500 | 7494 | 7494 | 1400 | 5139 |
| SLEr_17 | 33523 | 33523 | -2460 | 3300 | 16814 | 16814 | 840 | 5099 |
| SLEr_18 | 33023 | 33023 | 7540 | 13300 | 16664 | 16664 | 840 | 5399 |
| SLEr_19 | 33023 | 33023 | 7540 | 13300 | 15014 | 15014 | 840 | 5099 |
| SLEr_20 | 33023 | 33023 | 8700 | 18300 | 15234 | 15234 | 1400 | 5139 |
| SLEr_21 | 33063 | 33063 | 7540 | 13300 | 16478 | 16478 | 840 | 5339 |
| SLEr_22 | 33523 | 33523 | -4200 | -4200 | 16484 | 16484 | 0 | 5039 |
| SLEr_23 | 33023 | 33023 | 5800 | 5800 | 16334 | 16334 | 0 | 5339 |
| SLEr_24 | 33023 | 33023 | 5800 | 5800 | 14684 | 14684 | 0 | 5039 |
| SLEr_25 | 33023 | 33023 | 5800 | 5800 | 14684 | 14684 | 0 | 5039 |
| SLEr_26 | 33063 | 33063 | 5800 | 5800 | 16148 | 16148 | 0 | 5279 |

progettazione ati:

NOTA: Sollecitazioni SLE-frequente riferite al baricentro della palificata

| Comb. | MIN N _{Ed_tot} [kN] | MAX N _{Ed_tot} [kN] | MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MIN M _{long_tot} [kNm] | MAX M _{long_tot} [kNm] | H _{trasv_tot} [kN] | H _{long_tot} [kN] |
|----------|------------------------------------|------------------------------------|---|---|---------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| SLEf_00 | 30873 | 30873 | 2900 | 12500 | 7494 | 7494 | 1400 | 5139 |
| SLEf_01 | 33523 | 33523 | -3620 | -1700 | 16594 | 16594 | 280 | 5059 |
| SLEqp_02 | 33023 | 33023 | 6380 | 8300 | 16444 | 16444 | 280 | 5359 |
| SLEqp_03 | 33023 | 33023 | 6380 | 8300 | 14794 | 14794 | 280 | 5059 |
| SLEf_04 | 33023 | 33023 | 8700 | 18300 | 15234 | 15234 | 1400 | 5139 |
| SLEf_05 | 33063 | 33063 | 6380 | 8300 | 16258 | 16258 | 280 | 5299 |
| SLEf_06 | 33523 | 33523 | -4200 | -4200 | 16484 | 16484 | 0 | 5039 |
| SLEf_07 | 33023 | 33023 | 5800 | 5800 | 16334 | 16334 | 0 | 5339 |
| SLEf_08 | 33023 | 33023 | 5800 | 5800 | 14684 | 14684 | 0 | 5039 |
| SLEf_09 | 33023 | 33023 | 5800 | 5800 | 14684 | 14684 | 0 | 5039 |
| SLEf_10 | 33063 | 33063 | 5800 | 5800 | 16148 | 16148 | 0 | 5279 |
| SLEf_16 | 30833 | 30833 | 2900 | 12500 | 6030 | 6030 | 1400 | 4899 |
| SLEf_17 | 33483 | 33483 | -3620 | -1700 | 15130 | 15130 | 280 | 4819 |
| SLEf_18 | 32983 | 32983 | 6380 | 8300 | 14980 | 14980 | 280 | 5119 |
| SLEf_19 | 32983 | 32983 | 6380 | 8300 | 13330 | 13330 | 280 | 4819 |
| SLEf_20 | 32983 | 32983 | 8700 | 18300 | 13770 | 13770 | 1400 | 4899 |
| SLEf_21 | 33063 | 33063 | 6380 | 8300 | 16258 | 16258 | 280 | 5299 |
| SLEf_22 | 33483 | 33483 | -4200 | -4200 | 15020 | 15020 | 0 | 4799 |
| SLEf_23 | 32983 | 32983 | 5800 | 5800 | 14870 | 14870 | 0 | 5099 |
| SLEf_24 | 32983 | 32983 | 5800 | 5800 | 13220 | 13220 | 0 | 4799 |
| SLEf_25 | 32983 | 32983 | 5800 | 5800 | 13220 | 13220 | 0 | 4799 |
| SLEf_26 | 33063 | 33063 | 5800 | 5800 | 16148 | 16148 | 0 | 5279 |

progettazione ati:

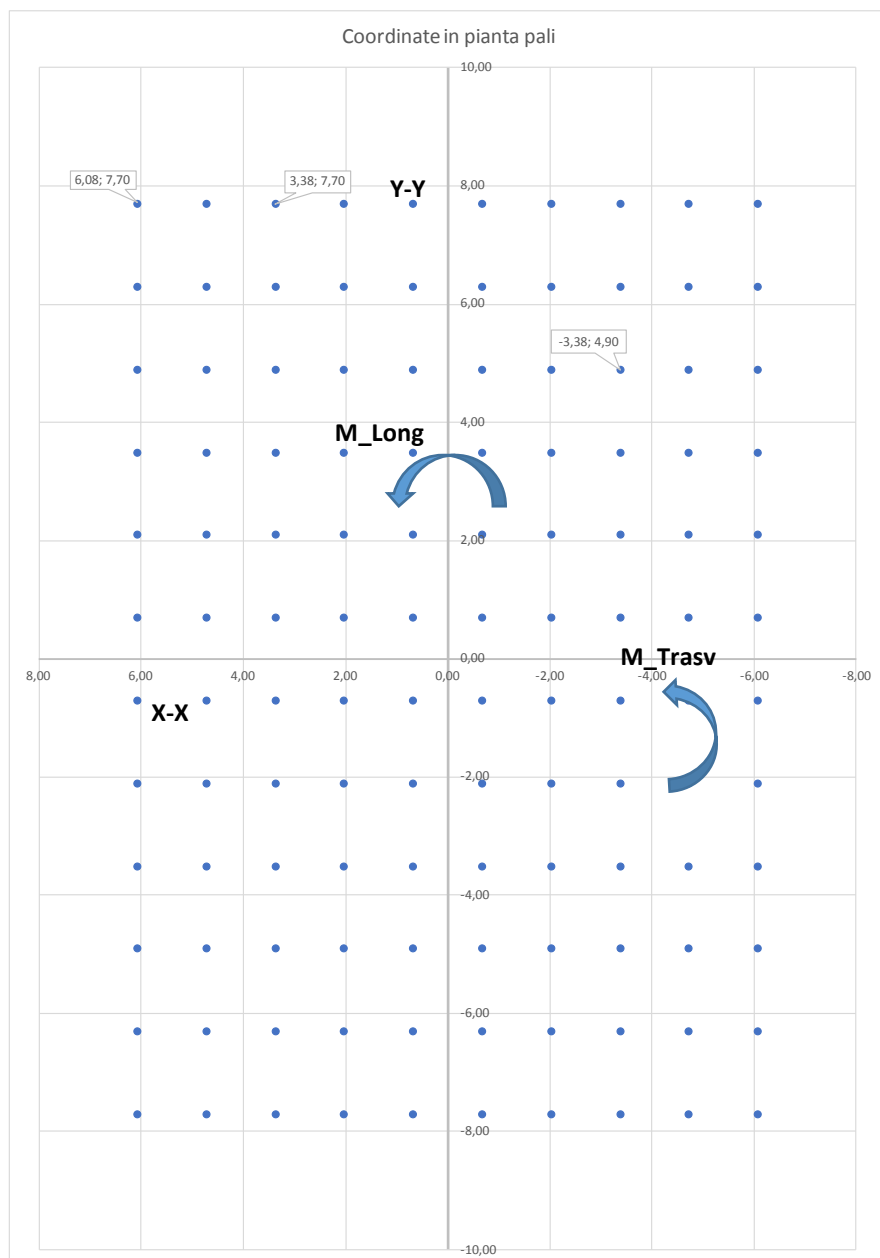
NOTA: Sollecitazioni SLE-quasi permanente riferite al baricentro della palificata

| Comb. | MIN N _{Ed_tot} [kN] | MAX N _{Ed_tot} [kN] | MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MIN M _{long_tot} [kNm] | MAX M _{long_tot} [kNm] | H _{trasv_tot} [kN] | H _{long_tot} [kN] |
|----------|------------------------------------|------------------------------------|---|---|---------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| SLEqp_00 | 30813 | 30813 | 2900 | 12500 | 5298 | 5298 | 1400 | 4779 |
| SLEqp_01 | 33463 | 33463 | -4200 | -4200 | 14288 | 14288 | 0 | 4679 |
| SLEqp_02 | 32963 | 32963 | 5800 | 5800 | 14138 | 14138 | 0 | 4979 |
| SLEqp_03 | 32963 | 32963 | 5800 | 5800 | 12488 | 12488 | 0 | 4679 |
| SLEqp_04 | 32963 | 32963 | 8700 | 18300 | 13038 | 13038 | 1400 | 4779 |
| SLEqp_05 | 33063 | 33063 | 5800 | 5800 | 16148 | 16148 | 0 | 5279 |
| SLEqp_06 | 33463 | 33463 | -4200 | -4200 | 14288 | 14288 | 0 | 4679 |
| SLEqp_07 | 32963 | 32963 | 5800 | 5800 | 14138 | 14138 | 0 | 4979 |
| SLEqp_08 | 32963 | 32963 | 5800 | 5800 | 12488 | 12488 | 0 | 4679 |
| SLEqp_09 | 32963 | 32963 | 5800 | 5800 | 12488 | 12488 | 0 | 4679 |
| SLEqp_10 | 33063 | 33063 | 5800 | 5800 | 16148 | 16148 | 0 | 5279 |
| SLEqp_16 | 30813 | 30813 | 2900 | 12500 | 5298 | 5298 | 1400 | 4779 |
| SLEqp_17 | 33463 | 33463 | -4200 | -4200 | 14288 | 14288 | 0 | 4679 |
| SLEqp_18 | 32963 | 32963 | 5800 | 5800 | 14138 | 14138 | 0 | 4979 |
| SLEqp_19 | 32963 | 32963 | 5800 | 5800 | 12488 | 12488 | 0 | 4679 |
| SLEqp_20 | 32963 | 32963 | 8700 | 18300 | 13038 | 13038 | 1400 | 4779 |
| SLEqp_21 | 33063 | 33063 | 5800 | 5800 | 16148 | 16148 | 0 | 5279 |
| SLEqp_22 | 33463 | 33463 | -4200 | -4200 | 14288 | 14288 | 0 | 4679 |
| SLEqp_23 | 32963 | 32963 | 5800 | 5800 | 14138 | 14138 | 0 | 4979 |
| SLEqp_24 | 32963 | 32963 | 5800 | 5800 | 12488 | 12488 | 0 | 4679 |
| SLEqp_25 | 32963 | 32963 | 5800 | 5800 | 12488 | 12488 | 0 | 4679 |
| SLEqp_26 | 33063 | 33063 | 5800 | 5800 | 16148 | 16148 | 0 | 5279 |

progettazione ati:

8.1.8 Schema e disposizione dei pali

Di seguito uno schema grafico della disposizione in pianta dei pali e relativa numerazione. La numerazione inizia (n. 1) dal primo palo con ascissa X (orizzontale) maggiore e ordinata Y (verticale) maggiore e procede da sinistra verso destra lungo la prima riga, la seconda, la terza e via di seguito, fino all'ultimo palo con entrambe le coordinate X, Y negative.



NOTA: Asse tracciato // asse orizzontale X-X

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| PALO | X_i [m] | Y_i [m] | X_i^2 | Y_i^2 | X_i/L_x | Y_i/L_y | | | | | | | | |
|------|-----------|-----------|---------|---------|-----------|-----------|-----|-------|-------|-------|-------|---------|---------|--|
| 1 | 6,08 | 7,70 | 36,91 | 59,29 | 0,0034 | 0,0027 | | | | | | | | |
| 2 | 4,73 | 7,70 | 22,33 | 59,29 | 0,0026 | 0,0027 | | | | | | | | |
| 3 | 3,38 | 7,70 | 11,39 | 59,29 | 0,0019 | 0,0027 | 31 | 6,08 | 3,50 | 36,91 | 12,25 | 0,0034 | 0,0012 | |
| 4 | 2,03 | 7,70 | 4,10 | 59,29 | 0,0011 | 0,0027 | 32 | 4,73 | 3,50 | 22,33 | 12,25 | 0,0026 | 0,0012 | |
| 5 | 0,68 | 7,70 | 0,46 | 59,29 | 0,0004 | 0,0027 | 33 | 3,38 | 3,50 | 11,39 | 12,25 | 0,0019 | 0,0012 | |
| 6 | -0,68 | 7,70 | 0,46 | 59,29 | -0,0004 | 0,0027 | 34 | 2,03 | 3,50 | 4,10 | 12,25 | 0,0011 | 0,0012 | |
| 7 | -2,03 | 7,70 | 4,10 | 59,29 | -0,0011 | 0,0027 | 35 | 0,68 | 3,50 | 0,46 | 12,25 | 0,0004 | 0,0012 | |
| 8 | -3,38 | 7,70 | 11,39 | 59,29 | -0,0019 | 0,0027 | 36 | -0,68 | 3,50 | 0,46 | 12,25 | -0,0004 | 0,0012 | |
| 9 | -4,73 | 7,70 | 22,33 | 59,29 | -0,0026 | 0,0027 | 37 | -2,03 | 3,50 | 4,10 | 12,25 | -0,0011 | 0,0012 | |
| 10 | -6,08 | 7,70 | 36,91 | 59,29 | -0,0034 | 0,0027 | 38 | -3,38 | 3,50 | 11,39 | 12,25 | -0,0019 | 0,0012 | |
| 11 | 6,08 | 6,30 | 36,91 | 39,69 | 0,0034 | 0,0022 | 39 | -4,73 | 3,50 | 22,33 | 12,25 | -0,0026 | 0,0012 | |
| 12 | 4,73 | 6,30 | 22,33 | 39,69 | 0,0026 | 0,0022 | 40 | -6,08 | 3,50 | 36,91 | 12,25 | -0,0034 | 0,0012 | |
| 13 | 3,38 | 6,30 | 11,39 | 39,69 | 0,0019 | 0,0022 | 41 | 6,08 | 2,10 | 36,91 | 4,41 | 0,0034 | 0,0007 | |
| 14 | 2,03 | 6,30 | 4,10 | 39,69 | 0,0011 | 0,0022 | 42 | 4,73 | 2,10 | 22,33 | 4,41 | 0,0026 | 0,0007 | |
| 15 | 0,68 | 6,30 | 0,46 | 39,69 | 0,0004 | 0,0022 | 43 | 3,38 | 2,10 | 11,39 | 4,41 | 0,0019 | 0,0007 | |
| 16 | -0,68 | 6,30 | 0,46 | 39,69 | -0,0004 | 0,0022 | 44 | 2,03 | 2,10 | 4,10 | 4,41 | 0,0011 | 0,0007 | |
| 17 | -2,03 | 6,30 | 4,10 | 39,69 | -0,0011 | 0,0022 | 45 | 0,68 | 2,10 | 0,46 | 4,41 | 0,0004 | 0,0007 | |
| 18 | -3,38 | 6,30 | 11,39 | 39,69 | -0,0019 | 0,0022 | 46 | -0,68 | 2,10 | 0,46 | 4,41 | -0,0004 | 0,0007 | |
| 19 | -4,73 | 6,30 | 22,33 | 39,69 | -0,0026 | 0,0022 | 47 | -2,03 | 2,10 | 4,10 | 4,41 | -0,0011 | 0,0007 | |
| 20 | -6,08 | 6,30 | 36,91 | 39,69 | -0,0034 | 0,0022 | 48 | -3,38 | 2,10 | 11,39 | 4,41 | -0,0019 | 0,0007 | |
| 21 | 6,08 | 4,90 | 36,91 | 24,01 | 0,0034 | 0,0017 | 49 | -4,73 | 2,10 | 22,33 | 4,41 | -0,0026 | 0,0007 | |
| 22 | 4,73 | 4,90 | 22,33 | 24,01 | 0,0026 | 0,0017 | 50 | -6,08 | 2,10 | 36,91 | 4,41 | -0,0034 | 0,0007 | |
| 23 | 3,38 | 4,90 | 11,39 | 24,01 | 0,0019 | 0,0017 | 51 | 6,08 | 0,70 | 36,91 | 0,49 | 0,0034 | 0,0002 | |
| 24 | 2,03 | 4,90 | 4,10 | 24,01 | 0,0011 | 0,0017 | 52 | 4,73 | 0,70 | 22,33 | 0,49 | 0,0026 | 0,0002 | |
| 25 | 0,68 | 4,90 | 0,46 | 24,01 | 0,0004 | 0,0017 | 53 | 3,38 | 0,70 | 11,39 | 0,49 | 0,0019 | 0,0002 | |
| 26 | -0,68 | 4,90 | 0,46 | 24,01 | -0,0004 | 0,0017 | 54 | 2,03 | 0,70 | 4,10 | 0,49 | 0,0011 | 0,0002 | |
| 27 | -2,03 | 4,90 | 4,10 | 24,01 | -0,0011 | 0,0017 | 55 | 0,68 | 0,70 | 0,46 | 0,49 | 0,0004 | 0,0002 | |
| 28 | -3,38 | 4,90 | 11,39 | 24,01 | -0,0019 | 0,0017 | 56 | -0,68 | 0,70 | 0,46 | 0,49 | -0,0004 | 0,0002 | |
| 29 | -4,73 | 4,90 | 22,33 | 24,01 | -0,0026 | 0,0017 | 57 | -2,03 | 0,70 | 4,10 | 0,49 | -0,0011 | 0,0002 | |
| 30 | -6,08 | 4,90 | 36,91 | 24,01 | -0,0034 | 0,0017 | 58 | -3,38 | 0,70 | 11,39 | 0,49 | -0,0019 | 0,0002 | |
| | | | | | | | 59 | -4,73 | 0,70 | 22,33 | 0,49 | -0,0026 | 0,0002 | |
| | | | | | | | 60 | -6,08 | 0,70 | 36,91 | 0,49 | -0,0034 | 0,0002 | |
| | | | | | | | 91 | 6,08 | -4,90 | 36,91 | 24,01 | 0,0034 | -0,0017 | |
| | | | | | | | 92 | 4,73 | -4,90 | 22,33 | 24,01 | 0,0026 | -0,0017 | |
| 61 | 6,08 | -0,70 | 36,91 | 0,49 | 0,0034 | -0,0002 | 93 | 3,38 | -4,90 | 11,39 | 24,01 | 0,0019 | -0,0017 | |
| 62 | 4,73 | -0,70 | 22,33 | 0,49 | 0,0026 | -0,0002 | 94 | 2,03 | -4,90 | 4,10 | 24,01 | 0,0011 | -0,0017 | |
| 63 | 3,38 | -0,70 | 11,39 | 0,49 | 0,0019 | -0,0002 | 95 | 0,68 | -4,90 | 0,46 | 24,01 | 0,0004 | -0,0017 | |
| 64 | 2,03 | -0,70 | 4,10 | 0,49 | 0,0011 | -0,0002 | 96 | -0,68 | -4,90 | 0,46 | 24,01 | -0,0004 | -0,0017 | |
| 65 | 0,68 | -0,70 | 0,46 | 0,49 | 0,0004 | -0,0002 | 97 | -2,03 | -4,90 | 4,10 | 24,01 | -0,0011 | -0,0017 | |
| 66 | -0,68 | -0,70 | 0,46 | 0,49 | -0,0004 | -0,0002 | 98 | -3,38 | -4,90 | 11,39 | 24,01 | -0,0019 | -0,0017 | |
| 67 | -2,03 | -0,70 | 4,10 | 0,49 | -0,0011 | -0,0002 | 99 | -4,73 | -4,90 | 22,33 | 24,01 | -0,0026 | -0,0017 | |
| 68 | -3,38 | -0,70 | 11,39 | 0,49 | -0,0019 | -0,0002 | 100 | -6,08 | -4,90 | 36,91 | 24,01 | -0,0034 | -0,0017 | |
| 69 | -4,73 | -0,70 | 22,33 | 0,49 | -0,0026 | -0,0002 | 101 | 6,08 | -6,30 | 36,91 | 39,69 | 0,0034 | -0,0022 | |
| 70 | -6,08 | -0,70 | 36,91 | 0,49 | -0,0034 | -0,0002 | 102 | 4,73 | -6,30 | 22,33 | 39,69 | 0,0026 | -0,0022 | |
| 71 | 6,08 | -2,10 | 36,91 | 4,41 | 0,0034 | -0,0007 | 103 | 3,38 | -6,30 | 11,39 | 39,69 | 0,0019 | -0,0022 | |
| 72 | 4,73 | -2,10 | 22,33 | 4,41 | 0,0026 | -0,0007 | 104 | 2,03 | -6,30 | 4,10 | 39,69 | 0,0011 | -0,0022 | |
| 73 | 3,38 | -2,10 | 11,39 | 4,41 | 0,0019 | -0,0007 | 105 | 0,68 | -6,30 | 0,46 | 39,69 | 0,0004 | -0,0022 | |
| 74 | 2,03 | -2,10 | 4,10 | 4,41 | 0,0011 | -0,0007 | 106 | -0,68 | -6,30 | 0,46 | 39,69 | -0,0004 | -0,0022 | |
| 75 | 0,68 | -2,10 | 0,46 | 4,41 | 0,0004 | -0,0007 | 107 | -2,03 | -6,30 | 4,10 | 39,69 | -0,0011 | -0,0022 | |
| 76 | -0,68 | -2,10 | 0,46 | 4,41 | -0,0004 | -0,0007 | 108 | -3,38 | -6,30 | 11,39 | 39,69 | -0,0019 | -0,0022 | |
| 77 | -2,03 | -2,10 | 4,10 | 4,41 | -0,0011 | -0,0007 | 109 | -4,73 | -6,30 | 22,33 | 39,69 | -0,0026 | -0,0022 | |
| 78 | -3,38 | -2,10 | 11,39 | 4,41 | -0,0019 | -0,0007 | 110 | -6,08 | -6,30 | 36,91 | 39,69 | -0,0034 | -0,0022 | |
| 79 | -4,73 | -2,10 | 22,33 | 4,41 | -0,0026 | -0,0007 | 111 | 6,08 | -7,70 | 36,91 | 59,29 | 0,0034 | -0,0027 | |
| 80 | -6,08 | -2,10 | 36,91 | 4,41 | -0,0034 | -0,0007 | 112 | 4,73 | -7,70 | 22,33 | 59,29 | 0,0026 | -0,0027 | |
| 81 | 6,08 | -3,50 | 36,91 | 12,25 | 0,0034 | -0,0012 | 113 | 3,38 | -7,70 | 11,39 | 59,29 | 0,0019 | -0,0027 | |
| 82 | 4,73 | -3,50 | 22,33 | 12,25 | 0,0026 | -0,0012 | 114 | 2,03 | -7,70 | 4,10 | 59,29 | 0,0011 | -0,0027 | |
| 83 | 3,38 | -3,50 | 11,39 | 12,25 | 0,0019 | -0,0012 | 115 | 0,68 | -7,70 | 0,46 | 59,29 | 0,0004 | -0,0027 | |
| 84 | 2,03 | -3,50 | 4,10 | 12,25 | 0,0011 | -0,0012 | 116 | -0,68 | -7,70 | 0,46 | 59,29 | -0,0004 | -0,0027 | |
| 85 | 0,68 | -3,50 | 0,46 | 12,25 | 0,0004 | -0,0012 | 117 | -2,03 | -7,70 | 4,10 | 59,29 | -0,0011 | -0,0027 | |
| 86 | -0,68 | -3,50 | 0,46 | 12,25 | -0,0004 | -0,0012 | 118 | -3,38 | -7,70 | 11,39 | 59,29 | -0,0019 | -0,0027 | |
| 87 | -2,03 | -3,50 | 4,10 | 12,25 | -0,0011 | -0,0012 | 119 | -4,73 | -7,70 | 22,33 | 59,29 | -0,0026 | -0,0027 | |
| 88 | -3,38 | -3,50 | 11,39 | 12,25 | -0,0019 | -0,0012 | 120 | -6,08 | -7,70 | 36,91 | 59,29 | -0,0034 | -0,0027 | |
| 89 | -4,73 | -3,50 | 22,33 | 12,25 | -0,0026 | -0,0012 | | | | | | | | |
| 90 | -6,08 | -3,50 | 36,91 | 12,25 | -0,0034 | -0,0012 | | | | | | | | |

progettazione ati:

8.1.9 Massime sollecitazioni sulla palificata (spalla n. A e B)

Si riportano di seguito le sollecitazioni, riferite al baricentro della palificata, che maggiormente cementano in compressione, trazione e taglio i pali di estremità, per le combinazioni di carico più significative considerate (SLU, SLV, SLE).

| Comb. | MIN N _{Ed_tot} [kN] | MAX N _{Ed_tot} [kN] | MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MIN M _{long_tot} [kNm] | MAX M _{long_tot} [kNm] | H _{trasv_tot} [kN] | H _{long_tot} [kN] |
|-------------------------|------------------------------------|------------------------------------|---|---|---------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| SLU ^(*) | 44589 | 44589 | 12180 | 26580 | 20978 | 20978 | 2100 | 7007 |
| SLU ^(**) | 44589 | 44589 | 10440 | 19080 | 22875 | 22875 | 1260 | 7352 |
| SLV (N _{min}) | 30263 | - | 8250 | 8250 | 47282 | 51602 | 1500 | 16463 |
| SLV (N _{max}) | - | 31463 | 8250 | 8250 | 47282 | 51602 | 1500 | 16463 |
| SLE-rara | 33023 | 33023 | 8700 | 18300 | 15234 | 15234 | 1400 | 5139 |
| SLE-frequente | 33023 | 33023 | 8700 | 18300 | 15234 | 15234 | 1400 | 5139 |
| SLE-quasi permanente | 32963 | 32963 | 8700 | 18300 | 13038 | 13038 | 1400 | 4779 |

(*) Combinazione di carico SLU che dà il massimo valore di compressione assiale (Pi) sul palo della palificata.

(**) Combinazione di carico che dà il massimo valore di azione di taglio SLU longitudinale (H) sul palo della palificata.

8.1.10 Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato

Palificata con numero di pali pari a: $N_{pali} = 120$
 Interasse palificata (dir. y-y): $i_y = 1.35$ m (trasversalmente ad asse tracciato)
 Interasse palificata (dir. x-x): $i_x = 1.35$ m (parallelamente ad asse tracciato)

SLV – N_{max} e M_{max}

Combinazione di riferimento **SLV_03**
 Massimo carico assiale su palo (SLV) $P_{i,max} = 458,6$ kN
 Minimo carico assiale su palo (SLV): $P_{i,min} = 65,8$ kN (compressione)
 Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLV): $V_{i,max} = 137,8$ kN

SLV – N_{min} e M_{max}

Combinazione di riferimento **SLV_03**
 Massimo carico assiale su palo (SLV) $P_{i,max} = 448,6$ kN
 Minimo carico assiale su palo (SLV): $P_{i,min} = 55,8$ kN (compressione)
 Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLV): $V_{i,max} = 137,8$ kN

progettazione ati:

SLU

| | |
|--|---------------------------------------|
| Combinazione di riferimento | SLU_04 |
| Massimo carico assiale su palo (SLU) | $P_{i,max} = 515,2$ kN |
| Minimo carico assiale su palo (SLU): | $P_{i,min} = 227,9$ kN (compressione) |
| Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLU): | $V_{i,max} = 61,0$ kN |

SLE-rara

| | |
|--|--|
| Combinazione di riferimento | SLEr_04 |
| Massimo carico assiale (SLE-rara) | $P_{i,rara,max} = 376,8$ kN |
| Minimo carico assiale su palo (SLE-rara) | $P_{i,rara,min} = 173,6$ kN (compressione) |
| Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLE-rara) | $V_{i,rara,max} = 44,4$ kN |

SLE-frequente

| | |
|--|--|
| Combinazione di riferimento | SLEf_04 |
| Massimo carico assiale (SLE-freq) | $P_{i,freq,max} = 376,8$ kN |
| Minimo carico assiale su palo (SLE-freq) | $P_{i,freq,min} = 173,6$ kN (compressione) |
| Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLE-freq) | $V_{i,freq,max} = 44,4$ kN |

SLE-quasi permanente

| | |
|---|---|
| Combinazione di riferimento | SLEqp_04 |
| Massimo carico assiale (SLE-qperm) | $P_{i,qperm,max} = 368,9$ kN |
| Minimo carico assiale su palo (SLE-qperm) | $P_{i,qperm,min} = 180,5$ kN (compressione) |
| Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLE-qperm) | $V_{i,qperm,max} = 41,5$ kN |

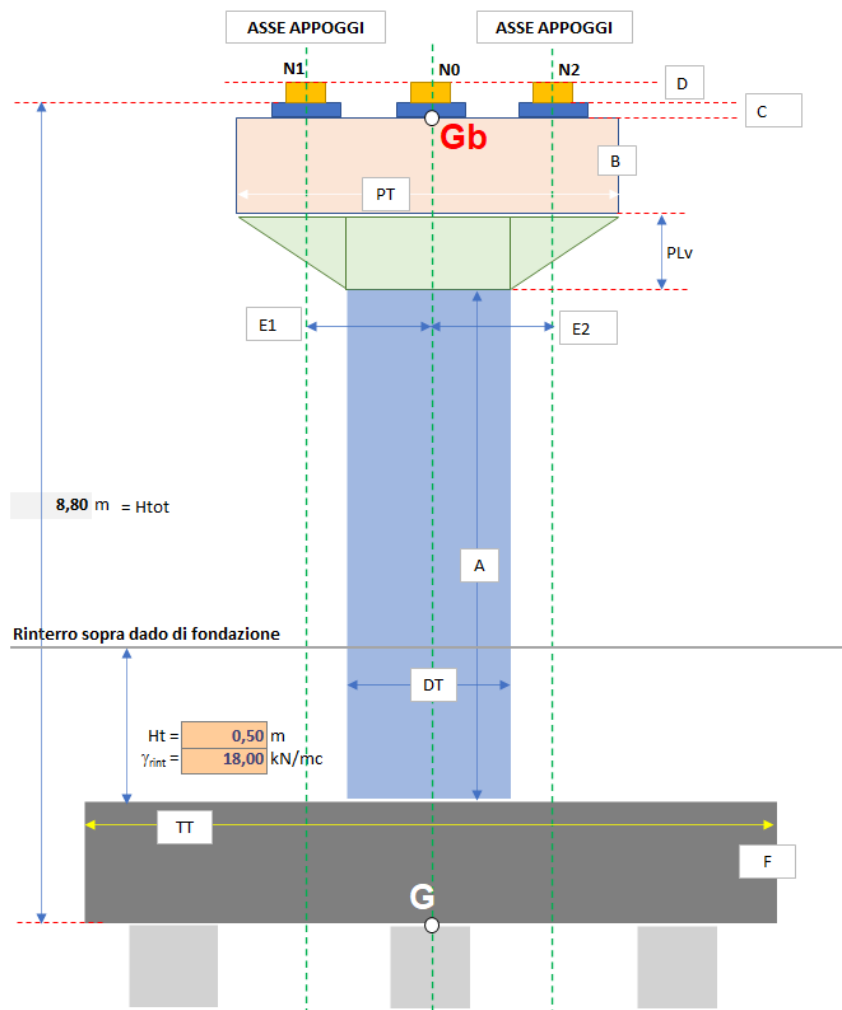
progettazione ati:

9 GEOMETRIE ELEMENTI STRUTTURALI: PILA 1 E 2

NOTA: si esegue la verifica della geometria e dei carichi della sola pila 2, essendo la pila 1 simile ma inferiore in altezza.

9.1 Geometria pila (di riferimento): schemi grafici qualitativi

Schema qualitativo della sezione della pila (asse baggioli) trasversalmente all'asse tracciato. Il numero di appoggi riportato nello schema è puramente indicativo.

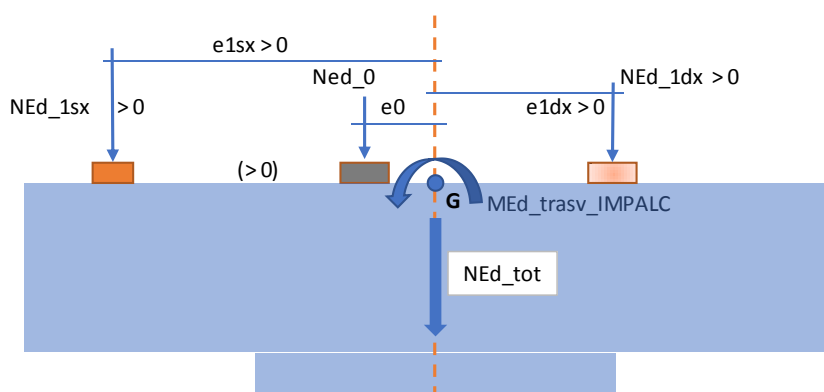


(sezione verticale, trasversale asse appoggi)

progettazione ati:

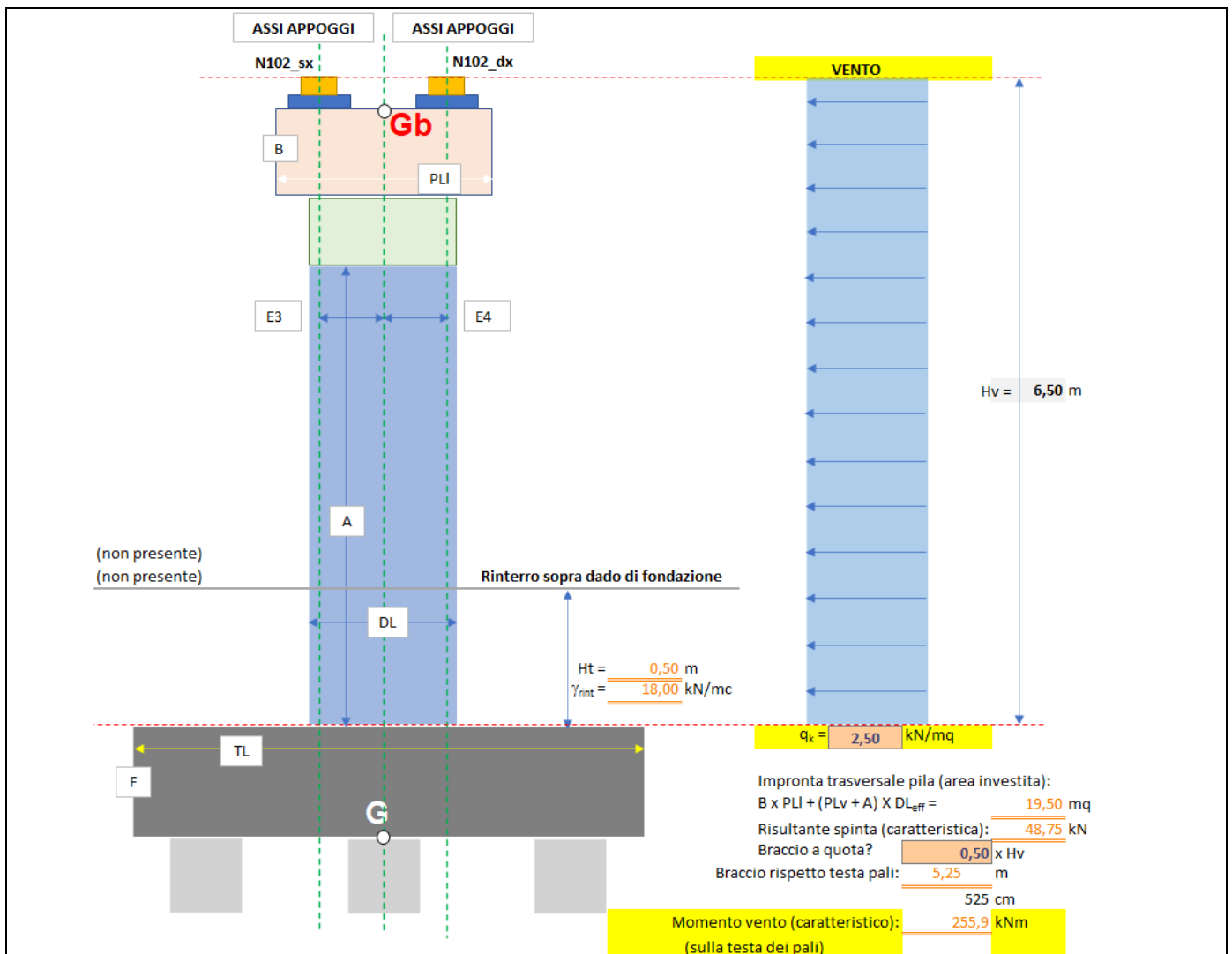
9.1.1 Geometria appoggi

| | |
|--|---|
| Numero di appoggi (effettivo) per singola fila: | 2 (per pila, sopra testa pulvino) |
| Numero di file: | 1 (sopra testa singolo pulvino) |
| Numero di appoggi: | 2 (complessivi sopra singolo pulvino) |
| Distanza appoggio "1 sx" da baricentro pulvino: | $e1sx = 400$ cm |
| Distanza appoggio "0" (baricentro appoggi lat.): | $e0 = 0$ cm (coincidente con baricentro coppia appoggi) |
| Distanza appoggio "1 dx" da baricentro pulvino: | $e1dx = 400$ cm |



(Sezione schema qualitativo disposizione appoggi rispetto baricentro pulvino).

progettazione ati:



(sezione verticale longitudinale, parallela ad asse tracciato)

9.1.2 Dimensioni geometriche pila

| | |
|--|---|
| Altezza soletta fondazione: | F = 200 cm |
| Altezza canna (fusto pila): | A = 170 cm |
| Altezza volume di pulvino a sezione variabile: | PLv = 338 cm |
| Altezza volume di pulvino a sezione costante: | B = 142 cm |
| Larghezza volume pulvino a sezione costante: | PT = 1000 cm (trasversalmente) |
| Larghezza pulvino a sezione costante: | PLI = 300 cm (longitudinalmente, parallelamente all'asse tracciato) |
| Altezza baggioli (valore medio riferimento): | C = 30 cm |
| Altezza apparecchio di appoggio: | D = 20 cm |
| Dimensione in pianta baggiolo (dir. trasv.): | Abt = 130 cm |
| Dimensione in pianta baggiolo (dir. long.): | AbL = 130 cm |
| Distanza baricentro baggioli da baric. testa pali: | G-Gb = 0 m (// ad asse tracciato) |
| Numero complessivo di appoggi/pulvino: | nb = 2 |

progettazione ati:

| | |
|--|--|
| Larghezza trasversale canna: | DT = 450 cm (sez. di area trasversale equivalente) |
| Larghezza longitudinale canna: | DL = 300 cm (sez. di area longitudinale equivalente) |
| Larghezza impronta (equivalente) per vento: | D _{Leff} = 300 cm |
| Larghezza platea (trasver. asse tracciato): | TT = 1100 cm |
| Lunghezza platea (longitud. // asse tracc.): | TL = 800 cm |
| Distanza appoggi N1_sx da asse pila: | Es1 = 400 cm |
| Distanza appoggi N2_sx da asse pila: | Es2 = 400 cm |
| Distanza appoggi N1_dx da asse pila: | Ed1 = 0 cm (non presente) |
| Distanza appoggi N2_dx da asse pila: | Ed2 = 0 cm (non presente) |
| Distanza fila N102_sx da asse pila: | E3 = 0 cm (// ad asse tracciato) |
| Distanza fila N102_dx da asse pila: | E4 = 0 cm (// ad asse tracciato) |

9.1.3 Dati geotecnici e sismici dei terreni

| | |
|--|---|
| Accelerazione normalizzata: | $a_g/g = 0,225$ |
| Coefficiente amplificazione stratigrafica: | $S_s = 1,173$ |
| Coefficiente amplificazione topografica: | $S_T = 1,200$ |
| Coeff. di riduzione max. accelerazione attesa: | $\beta_m = 1,00$ |
| Peso specifico terreno tal quale: | $\gamma = 18,00$ (valore medio di riferimento) |
| Angolo di attrito interno terreno: | $\phi = 35^\circ$ |
| Coefficiente orizzontale: | $k_h = \beta_m S_s S_T a_g/g = 0,317$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2) |
| Coefficiente verticale: | $k_v = 0.5k_h = 0,158$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2.1) |
| Altezza terreno di rinterro (platea pila): | Ht = 0,50 m |

9.1.4 Distribuzione masse elementi pila

Si considerano i pesi delle masse dei vari elementi strutturali costituenti la pila (ad esclusione delle masse dei pali). Il braccio di tali risultanti viene misurato dal piano orizzontale per il baricentro G (si veda schema alla pagina precedente).

| Tipologia elemento pila | Pesi [kN] |
|--|--|
| Soletta fondazione | $F \times TT \times TL = 176,0$ |
| Canna (fusto pila) | $A \times DT \times DL \times \alpha_{pila} = 22,2$ |
| Pulvino (profilo variabile) | $DT \times DL \times PL_v + (PT - DT) \times PL_v \times DL \alpha_{pulv_inf} = 64,2$ |
| Pulvino (profilo costante) | $PT \times PL_i \times B \times \beta = 42,6$ |
| Baggioli | $nb \times Ab_t \times Ab_l \times C = 1,0$ |
| Peso terreno di rinterro (escluso sovraccarico) ^(*) | $(Ht \times TT \times TL \times \gamma_{rint}) - (DT \times DL \times Ht \times \gamma_{cls}) = 623,3$ |

^(*) L'effetto del rinterro è stato considerato come solo aggravio delle sollecitazioni assiali di compressione sulla palificata.

progettazione ati:

| | |
|--|-------------------------------------|
| Coefficiente di ragguaglio sezione fusto pila: | $\alpha_{pila} = 0,967$ |
| Coefficiente di ragguaglio pulvino (parte inf.): | $\alpha_{pulv_inf} = 1,000$ |
| Coefficiente di ragguaglio pulvino (parte sup.): | $\beta = 1,000$ |
| Peso proprio pila (fusto, pulvino, baggioli): | 3250 kN |
| Peso proprio platea cls (escluso pali): | 4400 kN |
| Peso terreno di rinterro: | 623 kN |
| Complessivi verticali (pesi): | $N_- = 7650$ kN (escluso rinterro) |
| Complessivi verticali (pesi): | $N_+ = 8274$ kN (compreso rinterro) |

9.1.5 Distribuzione inerzie sismiche

Si considerano le distribuzioni delle masse sismiche delle varie parti strutturali che costituiscono la pila:

| Tipologia elemento spalla | Inerzie sismiche (orizzontali) [kN] | Braccio (verticale) [m] | Momenti da piano orizzontale per G [kNm] |
|-----------------------------|-------------------------------------|-------------------------|--|
| Soletta fondazione | 1394 | 1,00 | 1394 |
| Canna (fusto pila) | 176 | 2,85 | 501 |
| Pulvino (profilo variabile) | 508 | 5,39 | 2741 |
| Pulvino (profilo costante) | 337 | 7,79 | 2628 |
| Baggioli | 8 | 8,65 | 69 |

| | |
|--|--|
| Complessivi (orizzontali) inerzie: | $V_{h,1} = 2423$ kN |
| Valore del 30% tagliante in direzione perpend. | $0.30 \times V_{h,2} = 727$ kN |
| Complessivo tagliante sismico: | $V_E = V_{h,1} + 0.30 \times V_{h,2} = 3150$ kN |
| Complessivi momenti (ribaltanti): | $M_{h,1} = 7332$ kNm |
| Valore del 30% momento in direz. perpend.: | $0.30 \times M_{h,2} = 2200$ kNm |
| Complessivo momento sismico allo spiccatto: | $M_E = M_{h,1} + 0.30 \times M_{h,2} = 9531$ kNm |

9.1.6 Sollecitazioni scaricate dagli impalcati

| | |
|--|---------|
| Altezza estradosso baggioli da quota testa palificata: | 8,80 m. |
| Numero di appoggi per pulvino: | 2 |

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

| | |
|-------------------------|---|
| N_{Ed_tot} | scarico complessivo da impalcato su appoggi pulvino pila |
| $M_{Ed_trasv_IMPALC}$ | momento complessivo trasversale per scarichi impalcato su appoggi |

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

H_{trasv_IMPALC} risultante carichi trasversali su appoggi pulvino pila
 H_{long_IMPALC} risultante carichi longitudinali su appoggi pulvino pila
 $M_{Ed_Long_sx/dx}$ risultante momenti file baggioli su testa pila (eccentricità longitudinali, parallele ad asse tracciato)^(*)

(*) Valori di $M_{Ed_Long_sx/dx}$ tutti nulli quando è presente una sola fila di baggioli nel piano verticale passante per il baricentro asse pila/palificata.

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della palificata dai 2 appoggi presenti (a quota dell'estradosso dei baggioli). Valori in modulo.

| Comb. | MIN N_{Ed_tot} [kN] | MAX N_{Ed_tot} [kN] | $M_{Ed_trasv_IMPALC}$ [kNm] MIN / MAX | H_{trasv_IMPALC} [kN] | H_{long_IMPALC} [kN] | MIN $M_{Ed_Long_sx/dx}$ [kNm] | MAX $M_{Ed_Long_sx/dx}$ [kNm] |
|--------|---------------------------|---------------------------|---|-----------------------------|----------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| SLU_00 | 23130 | 23130 | -31200 / 31200 | 2400 | 420 | 0 | 0 |
| SLU_01 | 31298 | 31298 | -5490 / 31950 | 1440 | 360 | 0 | 0 |
| SLU_02 | 29475 | 29475 | -360 / 37080 | 1440 | 765 | 0 | 0 |
| SLU_03 | 29475 | 29475 | -360 / 37080 | 1440 | 360 | 0 | 0 |
| SLU_04 | 29475 | 29475 | -12840 / 49560 | 2400 | 420 | 0 | 0 |
| SLU_05 | 29535 | 29535 | -360 / 37080 | 1440 | 540 | 0 | 0 |
| SLU_06 | 31298 | 31298 | 13230 / 13230 | 0 | 270 | 0 | 0 |
| SLU_07 | 29475 | 29475 | 18360 / 18360 | 0 | 675 | 0 | 0 |
| SLU_08 | 29475 | 29475 | 18360 / 18360 | 0 | 270 | 0 | 0 |
| SLU_09 | 29475 | 29475 | 18360 / 18360 | 0 | 270 | 0 | 0 |
| SLU_10 | 29535 | 29535 | 18360 / 18360 | 0 | 450 | 0 | 0 |
| SLU_16 | 17250 | 17250 | -31200 / 31200 | 2400 | 420 | 0 | 0 |
| SLU_17 | 25418 | 25418 | -5490 / 31950 | 1440 | 360 | 0 | 0 |
| SLU_18 | 23595 | 23595 | -360 / 37080 | 1440 | 765 | 0 | 0 |
| SLU_19 | 23595 | 23595 | -360 / 37080 | 1440 | 360 | 0 | 0 |
| SLU_20 | 23595 | 23595 | -12840 / 49560 | 2400 | 420 | 0 | 0 |
| SLU_21 | 23655 | 23655 | -360 / 37080 | 1440 | 540 | 0 | 0 |
| SLU_22 | 25418 | 25418 | 13230 / 13230 | 0 | 270 | 0 | 0 |
| SLU_23 | 23595 | 23595 | 18360 / 18360 | 0 | 675 | 0 | 0 |
| SLU_24 | 23595 | 23595 | 18360 / 18360 | 0 | 270 | 0 | 0 |

progettazione ati:

| | | | | | | | |
|--------|-------|-------|---------------|------|------|---|---|
| SLU_25 | 23595 | 23595 | 18360 / 18360 | 0 | 270 | 0 | 0 |
| SLU_26 | 23655 | 23655 | 18360 / 18360 | 0 | 450 | 0 | 0 |
| SLV_01 | 15050 | 18650 | 0 / 0 | - | - | 0 | 0 |
| SLV_02 | 15000 | 18600 | 0 / 0 | - | - | 0 | 0 |
| SLV_03 | - | - | - | 2400 | 2350 | - | - |

NOTA: sollecitazioni flettenti SLU/SLV riferite a quota piano testa pali. (Valori in modulo)

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

| | |
|----------------------------|--|
| $H_{\text{trasv_IMPALC}}$ | risultante carichi trasversali su piano testa pali (baricentro) |
| $M_{\text{trasv_IMPALC}}$ | momento complessivo trasversale scarichi impalcato (baric. testa pali) |
| $H_{\text{long_IMPALC}}$ | risultante carichi longitudinali su piano testa pali (bericentro) |
| $M_{\text{long_IMPALC}}$ | momento complessivo longitudin. scarichi impalcato (baric. testa pali) |

Altezza dell'estradosso dei baggioli: 8,80 m (a partire dalla quota testa dei pali).

| Comb. | $H_{\text{trasv_IMPALC}}$ [kN] | $M_{\text{trasv_IMPALC}}$ [kNm] | $H_{\text{long_IMPALC}}$ [kN] | $M_{\text{long_IMPALC}}$ [kNm] |
|--------|---------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| SLU_00 | 2400 | 21120 | 420 | 3696 |
| SLU_01 | 1440 | 12672 | 360 | 3168 |
| SLU_02 | 1440 | 12672 | 765 | 6732 |
| SLU_03 | 1440 | 12672 | 360 | 3168 |
| SLU_04 | 2400 | 21120 | 420 | 3696 |
| SLU_05 | 1440 | 12672 | 540 | 4752 |
| SLU_06 | 0 | 0 | 270 | 2376 |
| SLU_07 | 0 | 0 | 675 | 5940 |
| SLU_08 | 0 | 0 | 270 | 2376 |
| SLU_09 | 0 | 0 | 270 | 2376 |
| SLU_10 | 0 | 0 | 450 | 3960 |
| SLU_16 | 2400 | 21120 | 420 | 3696 |
| SLU_17 | 1440 | 12672 | 360 | 3168 |

progettazione ati:

| | | | | |
|--------|------|-------|-----|------|
| SLU_18 | 1440 | 12672 | 765 | 6732 |
| SLU_19 | 1440 | 12672 | 360 | 3168 |
| SLU_20 | 2400 | 21120 | 420 | 3696 |
| SLU_21 | 1440 | 12672 | 540 | 4752 |
| SLU_22 | 0 | 0 | 270 | 2376 |
| SLU_23 | 0 | 0 | 675 | 5940 |
| SLU_24 | 0 | 0 | 270 | 2376 |
| SLU_25 | 0 | 0 | 270 | 2376 |
| SLU_26 | 0 | 0 | 450 | 3960 |

| | | | | |
|---------|---|-------|------|-------|
| SLV_01 | - | - | - | 0 |
| SLV_02 | - | - | - | 0 |
| SLV_03 | | 21120 | 2350 | 20680 |
| SLV_01b | - | - | - | - |
| SLV_02b | - | - | - | - |
| SLV_03b | | 21120 | 2350 | 20680 |

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura (tutti i valori sono di progetto):

| | |
|---|---|
| $\Delta M_{Ed_trasv_IMPALC}$ | quota di momento per eccentricità baric. appoggi da baric. palificata |
| $N_{Ed_pila} + N_{sol}$ | valore di progetto carichi verticali pila + platea (su palificata) |
| $M_{Ed_pila} (TRASV); M_{Ed_pila} (LONG)$ | Momenti ribaltanti sismici (comb. SLV) |
| $H_{Ed_trasv_pila_sisma}; H_{Ed_lomg_pila_sisma}$ | Inerzie orizzontali elementi strutturali pila |
| $M_{Ed_pila} (TRASV)_sisma$ | Momenti ribaltanti inerzie elementi strutturali pila |
| H_{TRASV_vento} | Tagli allo spiccato per effetti dei venti (su fusto pila e pulvino) |
| M_{TRASV_vento} | Momenti allo spiccato per effetti dei venti (su fusto pila e pulvino) |

Si hanno i seguenti dati al contorno:

| | |
|---|---|
| Eccentricità baricentro appoggi da baricentro palificata: | 0,00 m (perpendicolarmente ad asse tracciato) |
| Eccentricità baricentro gruppo baggioli da baricentro palificata: | 0,00 m (// ad asse tracciato). |

progettazione ati:

Si riportano i valori delle azioni (kN) e dei momenti flettenti di progetto (kNm) per le combinazioni di carico più significative:

| Comb. | MIN ΔM_{Ed-} trasv_IMPALC | MAX ΔM_{Ed-} trasv_IMPALC | $N_{Ed_pila} +$ N_{sol} | M_{Ed_pila} (TRASV) / M_{Ed_pila} (LONG) | $H_{Ed_trasv_pila_sisma}$ / $H_{Ed_long_pila_sisma}$ | H_{TRASV_vento} | M_{TRASV_vento} |
|--------|---|---|-------------------------------|--|--|--------------------|--------------------|
| SLU_00 | 0 | 0 | 11169 | - | - | 73 | 384 |
| SLU_01 | 0 | 0 | 11169 | - | - | 44 | 230 |
| SLU_02 | 0 | 0 | 11169 | - | - | - | - |
| SLU_03 | 0 | 0 | 11169 | - | - | - | -- |
| SLU_04 | 0 | 0 | 11169 | - | - | - | - |
| SLU_05 | 0 | 0 | 11169 | - | - | - | - |
| SLU_06 | 0 | 0 | 11169 | - | - | - | - |
| SLU_07 | 0 | 0 | 11169 | - | - | - | -- |
| SLU_08 | 0 | 0 | 11169 | - | - | - | - |
| SLU_09 | 0 | 0 | 11169 | - | - | - | - |
| SLU_10 | 0 | 0 | 11169 | - | - | - | - |
| SLU_16 | 0 | 0 | 11169 | - | - | 66 | 346 |
| SLU_17 | 0 | 0 | 11169 | - | - | 44 | 230 |
| SLU_18 | 0 | 0 | 11169 | - | - | 44 | 230 |
| SLU_19 | 0 | 0 | 11169 | - | - | 44 | 230 |
| SLU_20 | 0 | 0 | 11169 | - | - | 73 | 384 |
| SLU_21 | 0 | 0 | 11169 | - | - | 44 | 230 |
| SLU_22 | 0 | 0 | 11169 | - | - | - | - |
| SLU_23 | 0 | 0 | 11169 | - | - | - | -- |
| SLU_24 | 0 | 0 | 11169 | - | - | - | - |
| SLU_25 | 0 | 0 | 11169 | - | - | - | - |
| SLU_26 | 0 | 0 | 11169 | - | - | - | - |
| SLV_01 | 0 | 0 | 8274 | 9531 / 0 | 3150 / 0 | - | - |
| SLV_02 | 0 | 0 | 8274 | 9531 / 0 | 3150 / 0 | - | - |

progettazione ati:

| | | | | | | | |
|---------|---|---|------|----------|----------|---|---|
| SLV_03 | 0 | 0 | 8274 | 9531 / 0 | 3150 / 0 | - | - |
| SLV_01b | 0 | 0 | 8274 | 0 / 9531 | 0 / 3150 | - | - |
| SLV_02b | 0 | 0 | 8274 | 0 / 9531 | 0 / 3150 | - | - |
| SLV_03b | 0 | 0 | 8274 | 0 / 9531 | 0 / 3150 | - | - |

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della testa dei pali.

Nelle tabelle a seguire, si è adottata la seguente simbologia (tutti i valori sono di progetto):

| | |
|----------------------|--|
| N_{Ed_tot} | scarico complessivo azioni verticali |
| $M_{Ed_trasv_tot}$ | momento con asse d'inflessione parallelo all'asse tracciato |
| M_{long_tot} | momento longitudinale con asse d'inflessione perpend. asse tracciato |
| H_{trasv_tot} | azione risultante trasversale (perpendicolare) all'asse tracciato |
| H_{long_tot} | azione risultante parallela all'asse tracciato. |

Si ha in particolare:

eccentricità baricentro appoggi da baricentro palificata: 0,00 m (perpendicolarmente asse tracciato)

eccentricità asse baggioli da baricentro testa palificata: 0,00 m (parallelamente asse tracciato).

| Comb. | MIN N_{Ed_tot} [kN] | MAX N_{Ed_tot} [kN] | MIN $M_{Ed_trasv_tot}$ [kNm] | MAX $M_{Ed_trasv_tot}$ [kNm] | MIN M_{long_tot} [kNm] | MAX M_{long_tot} [kNm] | H_{trasv_tot} [kN] | H_{long_tot} [kN] |
|--------|------------------------------|------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------------|-------------------------|
| SLU_00 | 34299 | 34299 | -9696 | 52704 | 3696 | 3696 | 2473 | 420 |
| SLU_01 | 42467 | 42467 | 7566 | 44852 | 3168 | 3168 | 1484 | 360 |
| SLU_02 | 40644 | 40644 | 12312 | 49752 | 6732 | 6732 | 1440 | 765 |
| SLU_03 | 40644 | 40644 | 12312 | 49752 | 3168 | 3168 | 1440 | 360 |
| SLU_04 | 40644 | 40644 | 8280 | 70680 | 3696 | 3696 | 2400 | 420 |
| SLU_05 | 40704 | 40704 | 12312 | 49752 | 4752 | 4752 | 1440 | 540 |
| SLU_06 | 42467 | 42467 | 13230 | 13230 | 2376 | 2376 | 0 | 270 |
| SLU_07 | 40644 | 40644 | 18360 | 18360 | 5940 | 5940 | 0 | 675 |
| SLU_08 | 40644 | 40644 | 18360 | 18360 | 2376 | 2376 | 0 | 270 |
| SLU_09 | 40644 | 40644 | 18360 | 18360 | 2376 | 2376 | 0 | 270 |
| SLU_10 | 40704 | 40704 | 18360 | 18360 | 3960 | 3960 | 0 | 450 |

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| | | | | | | | | |
|--------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|-----|
| SLU_16 | 28419 | 28419 | -9734 | 52666 | 3696 | 3696 | 2466 | 420 |
| SLU_17 | 36587 | 36587 | 7412 | 44852 | 3168 | 3168 | 1484 | 360 |
| SLU_18 | 34764 | 34764 | 12542 | 49982 | 6732 | 6732 | 1484 | 765 |
| SLU_19 | 34764 | 34764 | 12542 | 49982 | 3168 | 3168 | 1484 | 360 |
| SLU_20 | 34764 | 34764 | 8664 | 71064 | 3696 | 3696 | 2473 | 420 |
| SLU_21 | 34824 | 34824 | 12542 | 49982 | 4752 | 4752 | 1484 | 540 |
| SLU_22 | 36587 | 36587 | 13230 | 13230 | 2376 | 2376 | 0 | 270 |
| SLU_23 | 34764 | 34764 | 18360 | 18360 | 5940 | 5940 | 0 | 675 |
| SLU_24 | 34764 | 34764 | 18360 | 18360 | 2376 | 2376 | 0 | 270 |
| SLU_25 | 34764 | 34764 | 18360 | 18360 | 2376 | 2376 | 0 | 270 |
| SLU_26 | 34824 | 34824 | 18360 | 18360 | 3960 | 3960 | 0 | 450 |

| | | | | | | | | |
|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|
| SLV_01 | 23324 | 26924 | 9531 | 9531 | 0 | 0 | 3150 | 0 |
| SLV_02 | 23274 | 26874 | 9531 | 9531 | 0 | 0 | 3150 | 0 |
| SLV_03 | 23324 | 26924 | 30651 | 30651 | 20680 | 20680 | 5550 | 2350 |
| SLV_01b | 23324 | 26924 | 0 | 0 | 9531 | 9531 | 0 | 3150 |
| SLV_02b | 23274 | 26874 | 0 | 0 | 9531 | 9531 | 0 | 3150 |
| SLV_03b | 23324 | 26924 | 21120 | 21120 | 30211 | 30211 | 2400 | 5500 |

NOTA: Sollecitazioni SLE-rara riferite al baricentro della testa dei pali

| Comb. | MIN N _{Ed_tot} [kN] | MAX N _{Ed_tot} [kN] | MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MIN M _{long_tot} [kNm] | MAX M _{long_tot} [kNm] | H _{trasv_tot} [kN] | H _{long_tot} [kN] |
|---------|------------------------------------|------------------------------------|---|---|---------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| SLEr_00 | 25434 | 25434 | -6464 | 35136 | 2464 | 2464 | 1649 | 280 |
| SLEr_01 | 31484 | 31484 | 6024 | 30882 | 2112 | 2112 | 989 | 240 |
| SLEr_02 | 30134 | 30134 | 9568 | 34528 | 4752 | 4752 | 960 | 540 |
| SLEr_03 | 30134 | 30134 | 9568 | 34528 | 2112 | 2112 | 960 | 240 |
| SLEr_04 | 30134 | 30134 | 6880 | 48480 | 2464 | 2464 | 1600 | 280 |
| SLEr_05 | 30174 | 30174 | 9568 | 34528 | 3168 | 3168 | 960 | 360 |

progettazione ati:

| | | | | | | | | |
|---------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|-----|
| SLEr_06 | 31484 | 31484 | 9800 | 9800 | 1584 | 1584 | 0 | 180 |
| SLEr_07 | 30134 | 30134 | 13600 | 13600 | 4224 | 4224 | 0 | 480 |
| SLEr_08 | 30134 | 30134 | 13600 | 13600 | 1584 | 1584 | 0 | 180 |
| SLEr_09 | 30134 | 30134 | 13600 | 13600 | 1584 | 1584 | 0 | 180 |
| SLEr_10 | 30174 | 30174 | 13600 | 13600 | 2640 | 2640 | 0 | 300 |
| SLEr_16 | 25434 | 25434 | -6566 | 35034 | 2464 | 2464 | 1629 | 280 |
| SLEr_17 | 31484 | 31484 | 5922 | 30882 | 2112 | 2112 | 989 | 240 |
| SLEr_18 | 30134 | 30134 | 9722 | 34682 | 4752 | 4752 | 989 | 540 |
| SLEr_19 | 30134 | 30134 | 9722 | 34682 | 2112 | 2112 | 989 | 240 |
| SLEr_20 | 30134 | 30134 | 7136 | 48736 | 2464 | 2464 | 1649 | 280 |
| SLEr_21 | 30174 | 30174 | 9722 | 34682 | 3168 | 3168 | 989 | 360 |
| SLEr_22 | 31484 | 31484 | 9800 | 9800 | 1584 | 1584 | 0 | 180 |
| SLEr_23 | 30134 | 30134 | 13600 | 13600 | 4224 | 4224 | 0 | 480 |
| SLEr_24 | 30134 | 30134 | 13600 | 13600 | 1584 | 1584 | 0 | 180 |
| SLEr_25 | 30134 | 30134 | 13600 | 13600 | 1584 | 1584 | 0 | 180 |
| SLEr_26 | 30174 | 30174 | 13600 | 13600 | 2640 | 2640 | 0 | 300 |

NOTA: Sollecitazioni SLE-frequente riferite al baricentro della testa dei pali.

| Comb. | MIN N _{Ed_tot} [kN] | MAX N _{Ed_tot} [kN] | MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MIN M _{long_tot} [kNm] | MAX M _{long_tot} [kNm] | H _{trasv_tot} [kN] | H _{long_tot} [kN] |
|---------|------------------------------------|------------------------------------|---|---|---------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| SLEf_00 | 25434 | 25434 | -6464 | 35136 | 2464 | 2464 | 1649 | 280 |
| SLEf_01 | 31484 | 31484 | 8712 | 16827 | 1760 | 1760 | 330 | 200 |
| SLEf_02 | 30134 | 30134 | 12256 | 20576 | 4400 | 4400 | 320 | 500 |
| SLEf_03 | 30134 | 30134 | 12256 | 20576 | 1760 | 1760 | 320 | 200 |
| SLEf_04 | 30134 | 30134 | 6880 | 48480 | 2464 | 2464 | 1600 | 280 |
| SLEf_05 | 30174 | 30174 | 12256 | 20576 | 2816 | 2816 | 320 | 320 |
| SLEf_06 | 31484 | 31484 | 9800 | 9800 | 1584 | 1584 | 0 | 180 |
| SLEf_07 | 30134 | 30134 | 13600 | 13600 | 4224 | 4224 | 0 | 480 |

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| | | | | | | | | |
|---------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|-----|
| SLEf_08 | 30134 | 30134 | 13600 | 13600 | 1584 | 1584 | 0 | 180 |
| SLEf_09 | 30134 | 30134 | 13600 | 13600 | 1584 | 1584 | 0 | 180 |
| SLEf_10 | 30174 | 30174 | 13600 | 13600 | 2640 | 2640 | 0 | 300 |
| SLEf_16 | 25394 | 25394 | -6669 | 34931 | 1408 | 1408 | 1610 | 160 |
| SLEf_17 | 31444 | 31444 | 8507 | 16827 | 704 | 704 | 330 | 80 |
| SLEf_18 | 30094 | 30094 | 12307 | 20627 | 3344 | 3344 | 330 | 380 |
| SLEf_19 | 30094 | 30094 | 12307 | 20627 | 704 | 704 | 330 | 80 |
| SLEf_20 | 30094 | 30094 | 7136 | 48736 | 1408 | 1408 | 1649 | 160 |
| SLEf_21 | 30174 | 30174 | 12307 | 20627 | 2816 | 2816 | 330 | 320 |
| SLEf_22 | 31444 | 31444 | 9800 | 9800 | 528 | 528 | 0 | 60 |
| SLEf_23 | 30094 | 30094 | 13600 | 13600 | 3168 | 3168 | 0 | 360 |
| SLEf_24 | 30094 | 30094 | 13600 | 13600 | 528 | 528 | 0 | 60 |
| SLEf_25 | 30094 | 30094 | 13600 | 13600 | 528 | 528 | 0 | 60 |
| SLEf_26 | 30174 | 30174 | 13600 | 13600 | 2640 | 2640 | 0 | 300 |

NOTA: Sollecitazioni SLE-quasi permanente riferite al baricentro della testa dei pali.

| Comb. | MIN N _{Ed_tot} [kN] | MAX N _{Ed_tot} [kN] | MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MIN M _{long_tot} [kNm] | MAX M _{long_tot} [kNm] | H _{trasv_tot} [kN] | H _{long_tot} [kN] |
|----------|------------------------------------|------------------------------------|---|---|---------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| SLEqp_00 | 25374 | 25374 | -6464 | 35136 | 880 | 880 | 1649 | 100 |
| SLEqp_01 | 31424 | 31424 | 10056 | 9800 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SLEqp_02 | 30074 | 30074 | 13600 | 13600 | 2640 | 2640 | 0 | 300 |
| SLEqp_03 | 30074 | 30074 | 13600 | 13600 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SLEqp_04 | 30074 | 30074 | 6880 | 48480 | 880 | 880 | 1600 | 100 |
| SLEqp_05 | 30174 | 30174 | 13600 | 13600 | 2640 | 2640 | 0 | 300 |
| SLEqp_06 | 31424 | 31424 | 9800 | 9800 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SLEqp_07 | 30074 | 30074 | 13600 | 13600 | 2640 | 2640 | 0 | 300 |
| SLEqp_08 | 30074 | 30074 | 13600 | 13600 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SLEqp_09 | 30074 | 30074 | 13600 | 13600 | 0 | 0 | 0 | 0 |

progettazione ati:

| | | | | | | | | |
|----------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|-----|
| SLEqp_10 | 30174 | 30174 | 13600 | 13600 | 2640 | 2640 | 0 | 300 |
| SLEqp_16 | 25374 | 25374 | -6720 | 34880 | 880 | 880 | 1600 | 100 |
| SLEqp_17 | 31424 | 31424 | 9800 | 9800 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SLEqp_18 | 30074 | 30074 | 13600 | 13600 | 2640 | 2640 | 0 | 300 |
| SLEqp_19 | 30074 | 30074 | 13600 | 13600 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SLEqp_20 | 30074 | 30074 | 7136 | 48736 | 880 | 880 | 1649 | 100 |
| SLEqp_21 | 30174 | 30174 | 13600 | 13600 | 2640 | 2640 | 0 | 300 |
| SLEqp_22 | 31424 | 31424 | 9800 | 9800 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SLEqp_23 | 30074 | 30074 | 13600 | 13600 | 2640 | 2640 | 0 | 300 |
| SLEqp_24 | 30074 | 30074 | 13600 | 13600 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SLEqp_25 | 30074 | 30074 | 13600 | 13600 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SLEqp_26 | 30174 | 30174 | 13600 | 13600 | 2640 | 2640 | 0 | 300 |

9.1.7 Massime sollecitazioni sulla palificata (pila 1 e 2)

Si riportano di seguito le sollecitazioni, riferite al baricentro della palificata, che maggiormente cementano in compressione, trazione e taglio i pali di estremità, per le combinazioni di carico più significative considerate (SLU, SLV, SLE).

| Comb. | MIN N _{Ed_tot} [kN] | MAX N _{Ed_tot} [kN] | MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm] | MIN M _{long_tot} [kNm] | MAX M _{long_tot} [kNm] | H _{trasv_tot} [kN] | H _{long_tot} [kN] |
|-------------------------|------------------------------------|------------------------------------|---|---|---------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| SLU ^(*) | 40644 | 40644 | 8280 | 70680 | 3696 | 3696 | 2400 | 420 |
| SLU ^(**) | 40644 | 40644 | 12312 | 49752 | 6732 | 6732 | 1440 | 765 |
| SLV (N _{max}) | - | 26924 | 21120 | 21120 | 30211 | 30211 | 2400 | 6880 |
| SLV (N _{min}) | 23324 | - | 21120 | 21120 | 30211 | 30211 | 2400 | 6880 |
| SLE-rara | 30134 | 30134 | 6880 | 48480 | 2464 | 2464 | 1600 | 280 |
| SLE-frequente | 30134 | 30134 | 6880 | 48480 | 2464 | 2464 | 1600 | 280 |
| SLE-quasi permanente | 30074 | 30074 | 6880 | 48480 | 880 | 880 | 1600 | 100 |

(*) Combinazione di carico SLU che dà il massimo valore di compressione assiale (Pi) sul palo della palificata.

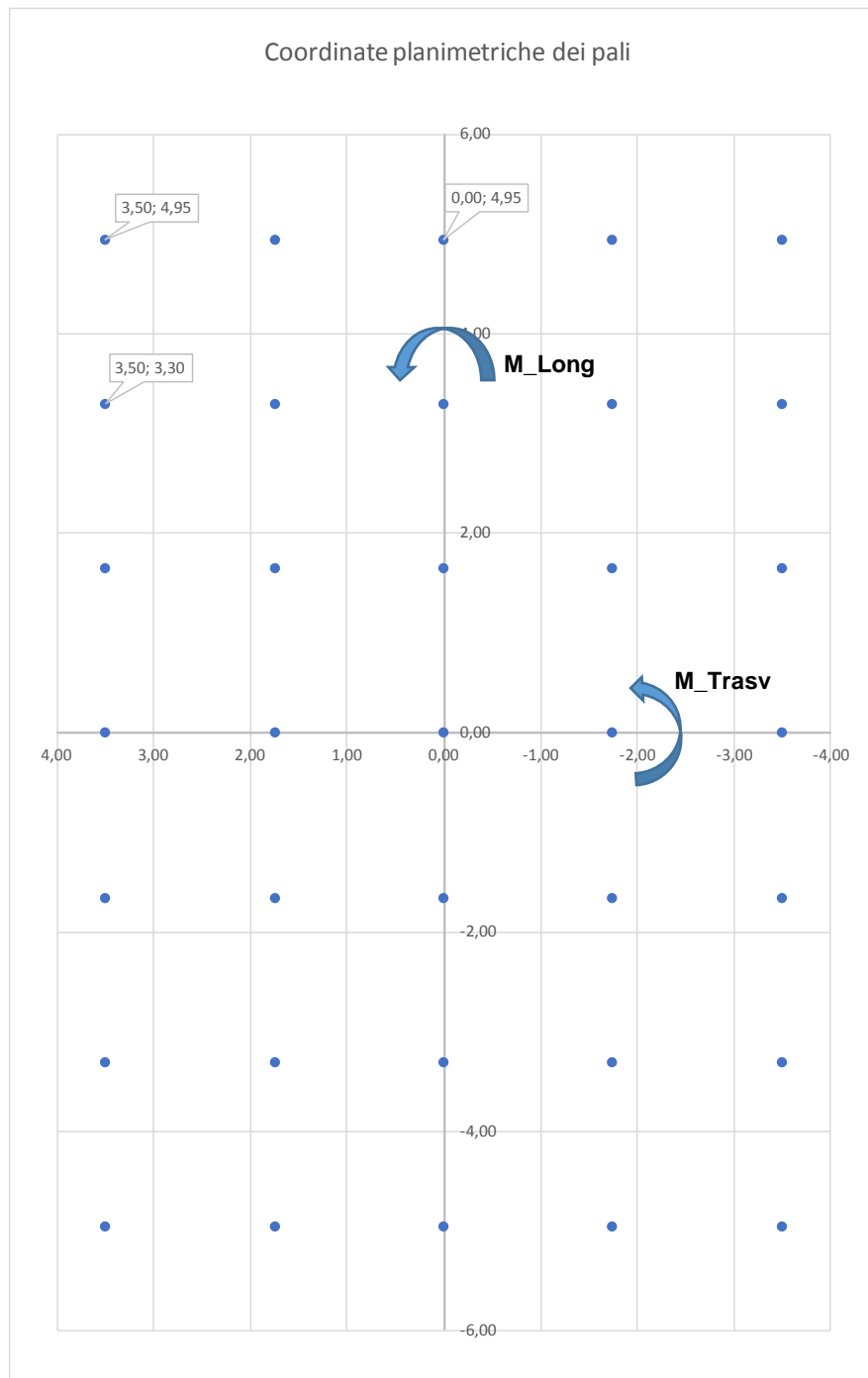
(**) Combinazione di carico che dà il massimo valore di azione di taglio SLU longitudinale (H) sul palo della palificata.

progettazione ati:

9.1.8 Schema e disposizione dei pali

Di seguito uno schema grafico della disposizione in pianta dei pali e relativa numerazione. La numerazione inizia (n. 1) dal primo palo con ascissa X (orizzontale) maggiore e ordinata Y (verticale) maggiore e procede da sinistra verso destra lungo la prima riga, la seconda, la terza e via di seguito, fino all'ultimo palo con entrambe le coordinate X, Y negative.

La palificata consta di: 35 pali con passo 1,75 m // all'asse tracciato e passo 1,65 m trasversalmente all'asse tracciato.



progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| PALO | X_i [m] | Y_i [m] | X_i^2 | Y_i^3 | X_i/Y_i | Y_i/L_x |
|------|-----------|-----------|---------|---------|-----------|-----------|
| 1 | 3,50 | 4,95 | 12,25 | 24,50 | 0,02 | 0,0130 |
| 2 | 1,75 | 4,95 | 3,06 | 24,50 | 0,01 | 0,0130 |
| 3 | 0,00 | 4,95 | 0,00 | 24,50 | 0,00 | 0,0130 |
| 4 | -1,75 | 4,95 | 3,06 | 24,50 | -0,01 | 0,0130 |
| 5 | -3,50 | 4,95 | 12,25 | 24,50 | -0,02 | 0,0130 |
| 6 | 3,50 | 3,30 | 12,25 | 10,89 | 0,02 | 0,0087 |
| 7 | 1,75 | 3,30 | 3,06 | 10,89 | 0,01 | 0,0087 |
| 8 | 0,00 | 3,30 | 0,00 | 10,89 | 0,00 | 0,0087 |
| 9 | -1,75 | 3,30 | 3,06 | 10,89 | -0,01 | 0,0087 |
| 10 | -3,50 | 3,30 | 12,25 | 10,89 | -0,02 | 0,0087 |
| 11 | 3,50 | 1,65 | 12,25 | 2,72 | 0,02 | 0,0043 |
| 12 | 1,75 | 1,65 | 3,06 | 2,72 | 0,01 | 0,0043 |
| 13 | 0,00 | 1,65 | 0,00 | 2,72 | 0,00 | 0,0043 |
| 14 | -1,75 | 1,65 | 3,06 | 2,72 | -0,01 | 0,0043 |
| 15 | -3,50 | 1,65 | 12,25 | 2,72 | -0,02 | 0,0043 |
| 16 | 3,50 | 0,00 | 12,25 | 0,00 | 0,02 | 0,0000 |
| 17 | 1,75 | 0,00 | 3,06 | 0,00 | 0,01 | 0,0000 |
| 18 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,0000 |
| 19 | -1,75 | 0,00 | 3,06 | 0,00 | -0,01 | 0,0000 |
| 20 | -3,50 | 0,00 | 12,25 | 0,00 | -0,02 | 0,0000 |
| 21 | 3,50 | -1,65 | 12,25 | 2,72 | 0,02 | -0,0043 |
| 22 | 1,75 | -1,65 | 3,06 | 2,72 | 0,01 | -0,0043 |
| 23 | 0,00 | -1,65 | 0,00 | 2,72 | 0,00 | -0,0043 |
| 24 | -1,75 | -1,65 | 3,06 | 2,72 | -0,01 | -0,0043 |
| 25 | -3,50 | -1,65 | 12,25 | 2,72 | -0,02 | -0,0043 |
| 26 | 3,50 | -3,30 | 12,25 | 10,89 | 0,02 | -0,0087 |
| 27 | 1,75 | -3,30 | 3,06 | 10,89 | 0,01 | -0,0087 |
| 28 | 0,00 | -3,30 | 0,00 | 10,89 | 0,00 | -0,0087 |
| 29 | -1,75 | -3,30 | 3,06 | 10,89 | -0,01 | -0,0087 |
| 30 | -3,50 | -3,30 | 12,25 | 10,89 | -0,02 | -0,0087 |
| 31 | 3,50 | -4,95 | 12,25 | 24,50 | 0,02 | -0,0130 |
| 32 | 1,75 | -4,95 | 3,06 | 24,50 | 0,01 | -0,0130 |
| 33 | 0,00 | -4,95 | 0,00 | 24,50 | 0,00 | -0,0130 |
| 34 | -1,75 | -4,95 | 3,06 | 24,50 | -0,01 | -0,0130 |
| 35 | -3,50 | -4,95 | 12,25 | 24,50 | -0,02 | -0,0130 |

progettazione ati:

9.1.9 Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato

| | |
|---------------------------------------|--|
| Palificata con numero di pali pari a: | $N_{\text{pali}} = 42$ |
| Interasse palificata (dir. y-y): | $i_y = 2.15$ m (trasversalmente ad asse tracciato) |
| Interasse palificata (dir. x-x): | $i_x = 2.00$ m (parallelamente ad asse tracciato) |

SVL (N_{max} e M_{max}) (sisma longitudinale 100% + sisma trasversale 30%)

| | |
|--------------------------------------|--|
| Combinazione di riferimento | SLV_03b |
| Massimo carico assiale su palo (SLV) | $P_{i,\text{max}} = 1536,8$ kN |
| Minimo carico assiale su palo (SLV): | $P_{i,\text{min}} = 1,7$ kN (compressione) |
| Taglio massimo su palo (SLV): | $V_{i,\text{max}} = 171,4$ kN |

SLV (N_{min} e M_{max}) (sisma longitudinale 100% + sisma trasversale 30%)

| | |
|--------------------------------------|---|
| Combinazione di riferimento | SLV_03b |
| Massimo carico assiale su palo (SLV) | $P_{i,\text{max}} = 1433,9$ kN |
| Minimo carico assiale su palo (SLV): | $P_{i,\text{min}} = -101,1$ kN (trazione) |
| Taglio massimo su palo (SLV): | $V_{i,\text{max}} = 171,4$ kN |

SLU

| | |
|--------------------------------------|--|
| Combinazione di riferimento | SLU_04 |
| Massimo carico assiale su palo (SLU) | $P_{i,\text{max}} = 2139,5$ kN |
| Minimo carico assiale su palo (SLU): | $P_{i,\text{min}} = 183,0$ kN (compressione) |
| Taglio su palo (SLU): | $V_{i,\text{max}} = 69,6$ kN |

SLE-rara

| | |
|--|---|
| Combinazione di riferimento | SLEr_04 |
| Massimo carico assiale (SLE-rara) | $P_{i,\text{rara,max}} = 1530,8$ kN |
| Minimo carico assiale su palo (SLE-rara) | $P_{i,\text{rara,min}} = 191,1$ kN (compressione) |
| Taglio massimo su palo (SLE-rara) | $V_{i,\text{rara,max}} = 46,4$ kN |

SLE-frequente

| | |
|--|---|
| Combinazione di riferimento | SLEf_04 |
| Massimo carico assiale (SLE-freq) | $P_{i,\text{freq,max}} = 1530,8$ kN |
| Minimo carico assiale su palo (SLE-freq) | $P_{i,\text{freq,min}} = 191,1$ kN (compressione) |
| Taglio massimo su palo (SLE-freq) | $V_{i,\text{freq,max}} = 46,4$ kN |

progettazione ati:

SLE-quasi permanente

Combinazione di riferimento

SLEqp_04

Massimo carico assiale (SLE-qperm)

$P_{i,qperm,max} = 1503,2$ kN

Minimo carico assiale su palo (SLE-qperm)

$P_{i,qperm,min} = 215,3$ kN (compressione)

Taglio massimo su palo (SLE-qperm)

$V_{i,qperm,max} = 45,8$ kN

progettazione ati:

10 VERIFICHE STRUTTURALI SPALLE A, B

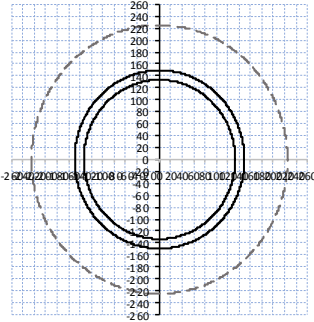
10.1 Premessa

Di seguito, le verifiche degli elementi strutturali delle opere in oggetto. Verranno considerate le combinazioni di carico maggiormente significative e, tra queste, quelle che incidono maggiormente in termini di resistenza allo stato limite ultimo e di esercizio.

10.2 Verifica mediopalo maggiormente cementato – Spalla A

| | |
|---|---|
| Numero complessivo di pali | N = 120 |
| Tipologia pali | mediopali $\phi 450$ |
| Coefficiente unitario momento-taglio testa pali | $r_t = 1.15$ (da analisi geotecnica, vedere relazione di riferimento) |
| Lunghezza del palo | $L_p = 8$ m |

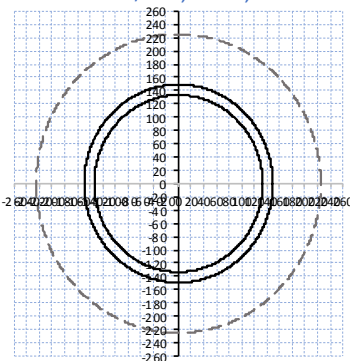
Verifica micropalo - SLV

| VERIFICA MICROPALO | | | | | | | |
|--|-----------------|-------------------|-------------------------------------|---|---------------------|-----------------------|--|
| Materiale | | | | | | | |
| Acciaio | S355 | | Tipo di acciaio | | | | |
| f_{yk} | 355 | N/mm ² | Tensione di snervamento | | | | |
| f_{tk} | 510 | N/mm ² | Tensione di rottura | | | | |
| γ_{M0} | 1.05 | - | Coefficiente parziale di sicurezza | | | | |
| f_{yd} | 338.10 | N/mm ² | Tensione di snervamento di progetto | | | | |
| Caratteristiche Sezione | | | | | | | |
| Tubo: $\phi 298,5 \times 16,0$ | | | | | | | |
|  | | | D_e | 298.5 | mm | Diametro Esterno Tubo | |
| | S_p | 16 | mm | Spessore Tubo | | | |
| | D_i | 266.5 | mm | Diametro Interno tubo | | | |
| | R_e | 149.25 | mm | Raggio esterno tubo | | | |
| | R_i | 133.25 | mm | Raggio interno tubo | | | |
| | A | 142 | cm ² | Area tubo | | | |
| | W_{el} | 952 | cm ³ | Modulo elastico di resistenza a flessione | | | |
| | $D_{micropalo}$ | 450 | mm | Diametro Micropalo | | | |
| VERIFICA SEZIONE | | | | | | | |
| Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo | | | | | | | |
| N_{ed} [kN] | M_{ed} [kNm] | V_{ed} [kN] | σ [Mpa] | τ [Mpa] | σ_{VM} [Mpa] | F.S. [-] | CHECK |
| 458.6 | 158.50 | 137.8 | 198.79 | 19.41 | 201.61 | 0.60 | $\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta |

1.15 valore parametro $r_t = M_{ed} / V_{ed}$

progettazione ati:

Verifica micropalo– SLU

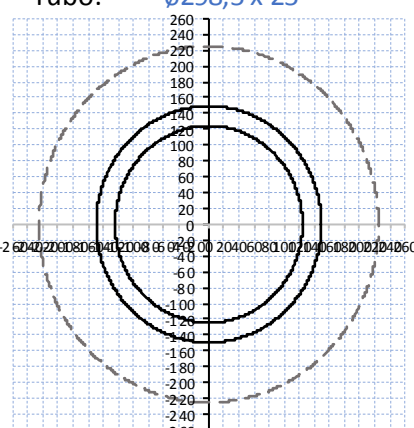
| VERIFICA MICROPALO | | | | | | | |
|--|----------------|---------------|-------------------------------------|--------------|---------------------|---|--|
| Materiale | | | | | | | |
| Acciaio | S355 | | Tipo di acciaio | | | | |
| f_{yk} | 355 | N/mm^2 | Tensione di snervamento | | | | |
| f_{tk} | 510 | N/mm^2 | Tensione di rottura | | | | |
| γ_{M0} | 1.05 | - | Coefficiente parziale di sicurezza | | | | |
| f_{yd} | 338.10 | N/mm^2 | Tensione di snervamento di progetto | | | | |
| Caratteristiche Sezione | | | | | | | |
| Tubo: $\phi 298,5 \times 16,0$ | | | | | | | |
|  | | | D_e | 298.5 | mm | Diametro Esterno Tubo | |
| | | | s_p | 16 | mm | Spessore Tubo | |
| | | | D_i | 266.5 | mm | Diametro Interno tubo | |
| | | | R_e | 149.25 | mm | Raggio esterno tubo | |
| | | | R_i | 133.25 | mm | Raggio interno tubo | |
| | | | A | 142 | cm^2 | Area tubo | |
| | | | W_{el} | 952 | cm^3 | Modulo elastico di resistenza a flessione | |
| | | | $D_{micropalo}$ | 450 | mm | Diametro Micropalo | |
| VERIFICA SEZIONE | | | | | | | |
| Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo | | | | | | | |
| N_{ed} [kN] | M_{ed} [kNm] | V_{ed} [kN] | σ [Mpa] | τ [Mpa] | σ_{VM} [Mpa] | F.S. [-] | CHECK |
| 663.6 | 101.70 | 82 | 153.56 | 11.55 | 154.86 | 0.46 | $\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta |

1.24 valore parametro $r_t = M_{Ed} / V_{Ed}$

progettazione ati:

10.3 Verifica mediopalo maggiormente cementato – Spalla B

Verifica micropalo --- SLV

| VERIFICA MICROPALO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|----------------|-------------------|--|--------------|---------------------|----------|--|-------|----|-----------------------|--|-------|----|----|---------------|--|-------|-------|----|-----------------------|--|-------|--------|----|---------------------|--|-------|--------|----|---------------------|--|---|-----|-----------------|-----------|--|----------|------|-----------------|---|--|-----------------|-----|----|--------------------|--|
| Materiale | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Acciaio | S355 | | Tipo di acciaio | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| f_{yk} | 355 | N/mm ² | Tensione di snervamento | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| f_{tk} | 510 | N/mm ² | Tensione di rottura | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| γ_{M0} | 1.05 | - | Coefficiente parziale di sicurezza | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| f_{yd} | 338.10 | N/mm ² | Tensione di snervamento di progetto | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Caratteristiche Sezione | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Tubo: $\phi 298,5 \times 25$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|  | | | <table border="1"> <tr> <td>D_e</td> <td>298.5</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Diametro Esterno Tubo</td> </tr> <tr> <td>s_p</td> <td>25</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Spessore Tubo</td> </tr> <tr> <td>D_i</td> <td>248.5</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Diametro Interno tubo</td> </tr> <tr> <td>R_e</td> <td>149.25</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Raggio esterno tubo</td> </tr> <tr> <td>R_i</td> <td>124.25</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Raggio interno tubo</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>215</td> <td>cm²</td> <td colspan="2">Area tubo</td> </tr> <tr> <td>W_{el}</td> <td>1357</td> <td>cm³</td> <td colspan="2">Modulo elastico di resistenza a flessione</td> </tr> <tr> <td>$D_{micropalo}$</td> <td>450</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Diametro Micropalo</td> </tr> </table> | | | | D_e | 298.5 | mm | Diametro Esterno Tubo | | s_p | 25 | mm | Spessore Tubo | | D_i | 248.5 | mm | Diametro Interno tubo | | R_e | 149.25 | mm | Raggio esterno tubo | | R_i | 124.25 | mm | Raggio interno tubo | | A | 215 | cm ² | Area tubo | | W_{el} | 1357 | cm ³ | Modulo elastico di resistenza a flessione | | $D_{micropalo}$ | 450 | mm | Diametro Micropalo | |
| D_e | 298.5 | mm | Diametro Esterno Tubo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| s_p | 25 | mm | Spessore Tubo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D_i | 248.5 | mm | Diametro Interno tubo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| R_e | 149.25 | mm | Raggio esterno tubo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| R_i | 124.25 | mm | Raggio interno tubo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A | 215 | cm ² | Area tubo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| W_{el} | 1357 | cm ³ | Modulo elastico di resistenza a flessione | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $D_{micropalo}$ | 450 | mm | Diametro Micropalo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| VERIFICA SEZIONE | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| N_{Ed} [kN] | M_{Ed} [kNm] | V_{Ed} [kN] | σ [Mpa] | τ [Mpa] | σ_{VM} [Mpa] | F.S. [-] | CHECK | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 458.6 | 294.90 | 137.8 | 238.65 | 12.82 | 239.68 | 0.71 | $\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

2.14 valore parametro $r_t = M_{Ed} / V_{Ed}$

progettazione ati:

Verifica micropalo – SLU

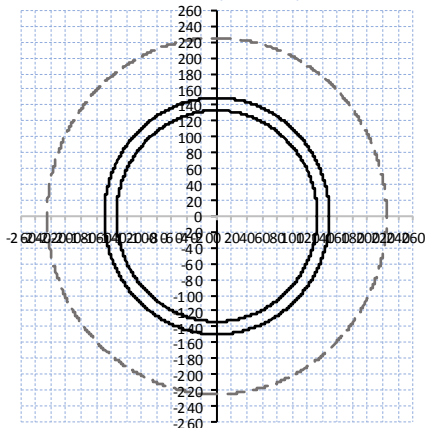
VERIFICA MICROPALO

Materiale

| | | | |
|---------------|--------|-------------------|-------------------------------------|
| Acciaio | S355 | | Tipo di acciaio |
| f_{yk} | 355 | N/mm ² | Tensione di snervamento |
| f_{tk} | 510 | N/mm ² | Tensione di rottura |
| γ_{M0} | 1.05 | - | Coefficiente parziale di scurezza |
| f_{yd} | 338.10 | N/mm ² | Tensione di snervamento di progetto |

Caratteristiche Sezione

Tubo: $\phi 298,5 \times 16,0$



| | | | |
|-----------------|--------|-----------------|---|
| D_e | 298.5 | mm | Diametro Esterno Tubo |
| s_p | 16 | mm | Spessore Tubo |
| D_i | 266.5 | mm | Diametro Interno tubo |
| R_e | 149.25 | mm | Raggio esterno tubo |
| R_i | 133.25 | mm | Raggio interno tubo |
| A | 142 | cm ² | Area tubo |
| W_{el} | 952 | cm ³ | Modulo elastico di resistenza a flessione |
| $D_{micropalo}$ | 450 | mm | Diametro Micropalo |

VERIFICA SEZIONE

Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo

| N_{ed} [kN] | M_{ed} [kNm] | V_{ed} [kN] | σ [Mpa] | τ [Mpa] | σ_{VM} [Mpa] | F.S. [-] | CHECK |
|---------------|----------------|---------------|----------------|--------------|---------------------|----------|--|
| | | | | | | | $\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta |
| 663.6 | 173.60 | 81 | 229.09 | 11.41 | 229.94 | 0.68 | |

2.14 valore parametro $r_t = M_{ed} / V_{ed}$

progettazione ati:

10.4 Verifiche elemento paraghiaia

10.4.1 Modello di calcolo

Per la spinta statica del terrapieno - come indicato in "Progettazione e costruzione di ponti", Mario Paolo Petrangeli, IV edizione, HOEPLI - si accetta l'ipotesi di Rankine di distribuzione trinagolare con risultante orizzontale $\sigma_{0,t} = \gamma \lambda_a h$, con $\lambda_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$. Per costruzioni stradali si assume $\varphi = 35^\circ$.

NOTA: poiché la parte centrale (in senso longitudinale) della parete paraghiaia è deformabile orizzontalmente sotto carico, si è utilizzata la spinta attiva (anziché la spinta "a riposo) ma, nelle verifiche delle armature e del cls compresso e fessurato, si è ("recuperata" tale approssimazione) trascurando il contributo di precompressione dovuto all'azione assiale agente sul paraghiaia. In questo modo, si sono semplificati i calcoli di verifica, mantenendo ugualmente un sufficiente grado di sicurezza.

10.4.2 Dati e sollecitazioni di carico

L'ipotesi di spinta orizzontale è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso e quindi ha una componente verticale stabilizzante che viene trascurata.

L'ipotesi di spinta orizzontale è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso e quindi ha una componente verticale stabilizzante che viene trascurata.

| | |
|--|---|
| Peso specifico terreni: | $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ |
| Angolo di attrito dei terreni: | $\varphi = 35^\circ$ |
| Coefficiente di Rankine: | $\lambda_a = (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 = 0.271$ |
| Sovraccarico in superficie (caratteristico): | $Q_k = 20.0 \text{ kN/m}^2$ |
| Altezza paraghiaia: | $h = 3.75 \text{ m}$ |
| Spessore muro paraghiaia: | $s = 50 \text{ cm}$ |
| Pressione del sovraccarico sul terrapieno: | $\sigma_{0,p} = \lambda_a \times Q_k = 5.42 \text{ kN/m}^2$ |
| Risultante sovraccarico sul terrapieno (per m lin.): | $R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 20.32 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale) |
| Momento del sovraccarico (per metro lineare): | $M_{p,k} = R_{kp} \times h/2 = 38.11 \text{ kNm/m}$ (valore caratteristico) |
| Pressione terreni allo spiccato del paraghiaia: | $\sigma_{0,t} = \gamma \times \lambda_a \times h = 18.29 \text{ kN/m}^2$ |
| Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.): | $R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 34.30 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale) |
| Momento dei terreni (per metro lineare): | $M_{t,k} = R_{kt} \times h/3 = 42.87 \text{ kNm/m}$ (valore caratteristico) |

Combinazione SLU - terreni - spiccato paraghiaia

Taglio (dovuto alle spinte dei terreni): $V_{Ed,t} = 1.3 \times R_{kt} + 1.5 \times R_{kp} = 75.07 \text{ kN/m}$

Momento flettente (dovuto alla spinta dei terreni): $M_{Ed,t} = 1.3 \times M_{t,k} + 1.5 \times M_{p,k} = 112.89 \text{ kNm/m}$

progettazione ati:

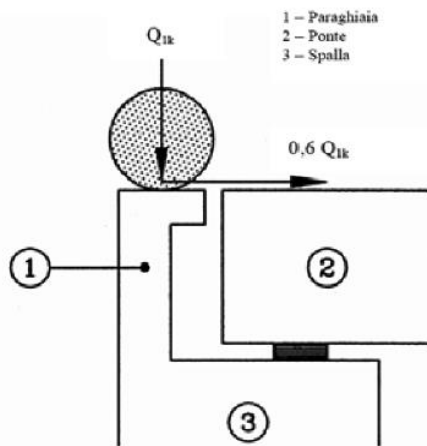


Figura C5.1.1 - Carichi da traffico su muri paraghiaia

NOTA: nella determinazione dei momenti flettenti di verifica, il muro paraghiaia viene considerato come una mensola incastrata allo spiccato del muro frontale, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti all'eventuale presenza dei muri di risvolto. La combinazione sismica viene tralasciata, poiché le sollecitazioni sono alquanto minori delle comb. SLU/SLE.

10.4.3 Combinazioni di carico

10.4.3.1 Combinazione SLU - effetto del singolo asse (carichi viaggianti)

Si considera quanto riportato al C5.1.3.3.5 delle NTC2018 (Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose). Si considera che agisca direttamente l'azione frenante di uno dei due carichi (del complessivo 300 kN costituenti il Q_{1k}) ripartita su una larghezza pari all'ingombro tra le due ruote del Q_{1k} aumentata della quantità derivante da una ripartizione a 45° sull'altezza del paraghiaia (in direzione verticale). Per la geometria del paraghiaia in oggetto si individua la:

| | |
|--|---|
| base collaborante del muro paraghiaia: | $b = 2 \times h \times \tan(45^\circ) + i_{\text{tandem}} = \mathbf{9.50 \text{ m}}$ |
| Peso proprio muro paraghiaia (per metro lineare): | $p_k = s \times h \times (25.00 \text{ kN/m}^3) = \mathbf{46.88 \text{ kN/m}}$ |
| Valore di progetto SLU (peso muro per metro lin.): | $p_d = 1.3 \times p_k = \mathbf{60.94 \text{ kN/m}}$ |
| Carico tandem (singolo asse, NTC2018): | $Q_{1k} = \mathbf{300 \text{ kN}}$ |
| da cui i carichi (caratteristici) pari a: | $Q_{\text{acc,v}} = Q_{1k} / b = \mathbf{31.58 \text{ kN/m}}$ (verticale) |
| | $Q_{\text{acc,h}} = 0.60 \times Q_{1k} / b = \mathbf{18.95 \text{ kN/m}}$ (orizzontale) |
| Momento flettente allo spiccato paraghiaia: | $M_{\text{acc,h,k}} = Q_{\text{acc,h}} \times h = \mathbf{71.05 \text{ kNm/m}}$ |
| Azione assiale SLU (per peso proprio paraghiaia): | $N_{\text{Ed,p}} = p_d = \mathbf{60.94 \text{ kN/m}}$ |
| Taglio SLU (dovuto ai carichi viaggianti): | $V_{\text{Ed,c}} = 1.5 \times Q_{\text{acc,h}} = \mathbf{28.42 \text{ kN/m}}$ (orizzontale) |
| Momento flettente SLU (per carichi viaggianti): | $M_{\text{acc,h}} = 1.3 \times M_{\text{acc,h,k}} = \mathbf{92.37 \text{ kNm/m}}$ |

10.4.3.2 Combinazioni di carico, riferite a $b_w = 1 \text{ m}$ di larghezza di muro

Combinazione di carico SLU

| | |
|--------------------------------|---|
| Azione assiale (compressione): | $N_{\text{Ed,SLU}} = N_{\text{Ed,p}} + 0.9 \times Q_{\text{acc,v}} = \mathbf{89.36 \text{ kN}}$ |
| Taglio longitudinale: | $V_{\text{Ed,SLU}} = V_{\text{Ed,t}} + V_{\text{Ed,c}} = \mathbf{103.49 \text{ kN}}$ |

progettazione ati:

| | |
|--|---|
| Momento flettente: | $M_{Ed,SLU} = M_{Ed,t} + M_{acc,h} = \mathbf{205.26}$ kNm |
| Combinazione di carico SLE-rara | |
| Azione assiale (compressione): | $N_{Ed,rara} = p_k + 1.00 \times Q_{acc,v} = \mathbf{78.45}$ kN |
| Taglio longitudinale: | $V_{Ed,rara} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 1.00 \times Q_{acc,h} = \mathbf{73.57}$ kN |
| Momento flettente: | $M_{Ed,rara} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 1.00 \times M_{acc,h,k} = \mathbf{152.03}$ kNm |
| Combinazione di carico SLE-frequente | |
| Azione assiale (compressione): | $N_{Ed,freq} = p_k + 0.75 \times Q_{acc,v} = \mathbf{70.56}$ kN |
| Taglio longitudinale: | $V_{Ed,freq} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 0.75 \times Q_{acc,h} = \mathbf{68.83}$ kN |
| Momento flettente: | $M_{Ed,freq} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 0.75 \times M_{acc,h,k} = \mathbf{134.27}$ kNm |
| Combinazione di carico SLE-quasi permanente | |
| Azione assiale (compressione): | $N_{Ed,qperm} = p_k + 0.0 \times Q_{acc,v} = \mathbf{46.88}$ kN |
| Taglio longitudinale: | $V_{Ed,qperm} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 0.0 \times Q_{acc,h} = \mathbf{54.62}$ kN |
| Momento flettente: | $M_{Ed,qperm} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 0.0 \times M_{acc,h,k} = \mathbf{80.98}$ kNm. |

10.4.4 Verifica armature verticali e verifica a taglio

Nota: per semplicità e sicurezza nelle verifiche delle armature del paraghiaia, verrà trascurata la compressione assiale.

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

Nota: nelle compute delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

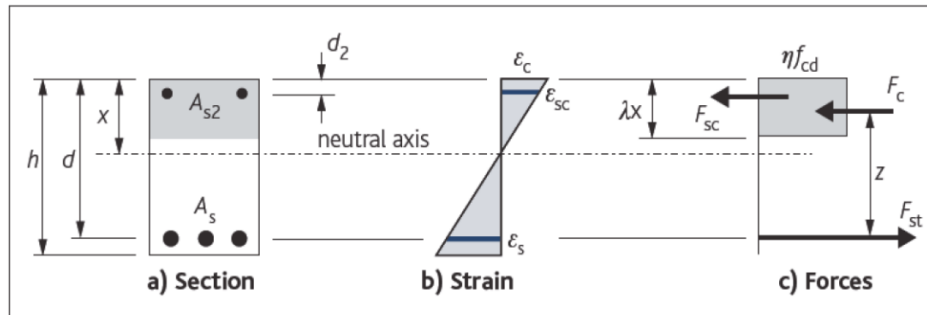
Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

| | |
|---|---|
| Forma della sezione (equivalente) a verifica: | rettangolare |
| Elemento strutturale a verifica: | (elemento strutturale) |
| Tipo di elemento a verifica: | "piastra" |
| Larghezza sezione: | $b = \mathbf{1000}$ mm |
| Altezza sezione: | $h = \mathbf{500}$ mm |
| Copriferro nominale (barre longit. portanti): | $c_{nom} = \mathbf{65}$ mm (in questo calcolo, non inteso delle armature più esterne) |
| Armatura longitudinale disposta (tesa): | $A_s = \mathbf{5\phi20}$ (correnti) + $\mathbf{0\phi20}$ (spezzoni) |
| Armatura longitudinale disposta (compressa): | $A_{s2} = \mathbf{5\phi20}$ (correnti) + $\mathbf{0\phi20}$ (spezzoni) |
| Armatura di cucitura a taglio disposta: | non necessarie |
| Lunghezza minima ancoraggi (compressione): | $l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = \mathbf{21}$ cm |

progettazione ati:

Lunghezza minima ancoraggi (trazione):

$$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 42 \text{ cm}$$



← Schema di calcolo sezione

| | |
|--|--|
| Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV): | $M_{Ed} = 205.3 \text{ kNm}$ |
| Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV) | $V_{Ed} = 103.5 \text{ kN}$ |
| Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): | $M_{QP} = 81.0 \text{ kNm}$ |
| Sollecitazione flettente (comb. frequente): | $M_{FR} = 134.3 \text{ kNm}$ |
| Sollecitazione flettente (comb. rara): | $M_{RA} = 152.0 \text{ kNm}$ |
| Limite max aperture fessure per comb. QP: | $w_{k,max_QP} = 0.20 \text{ mm}$ (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4) |
| Limite max aperture fessure per comb. FR: | $w_{k,max_FR} = 0.30 \text{ mm}$ (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4) |
| Resistenza a compressione cls (comb. rara): | $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.15) |
| Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): | $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.16) |
| Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): | $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.17). |

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

| Verifiche SLU/SLV | | Verifiche SLE (fessurazione) | | Verifiche SLE (massime tensioni) | | |
|-------------------|-----------------------|------------------------------|-----------------------|----------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| M_{Ed} / M_{Rd} | $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ | $W_{QP} / W_{QP,max}$ | $W_{FR} / W_{FR,max}$ | $\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$ | $\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$ | $\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$ |
| 0.873 | 0.528 | 0.524 | 0.579 | 0.703 | 0.206 | 0.320 |

Nota bene: Il pedice "s" sta per "acciaio" in trazione, il pedice "c" sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.I

| | |
|--|--|
| Resistenza cilindrica cls: | $f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza cubica cls: | $f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$ |
| Classe di resistenza cls: | C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.I) |
| Resistenza di calcolo a trazione (cls): | $f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$ (da NTC2018, eq. 4.1.4) |
| Resistenz di calcolo a compressione (cls): | $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.3) |

progettazione ati:

| | |
|---|---|
| Coefficiente per condizione di aderenza: | $\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2) |
| Coefficiente per diametro delle barre armatura: | $\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm) |
| Tensione ultima di aderenza (barre nervate): | $f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = \mathbf{2.22 N/mm^2}$ (EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7) |
| Diametro armature longitudinali: | $\phi = \mathbf{20}$ mm (diametro di riferimento, assunto) |
| Lunghezza di ancoraggio base: | $l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = \mathbf{704}$ mm (EC2 eq. 8.3) $l_{b,rqd} = \mathbf{80}$ cm (arrotondato in eccesso) |
| Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base): | $l_{b,rqd} = \mathbf{40\phi}$ |
| Lunghezza minima di ancoraggio (compressione): | $l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = \mathbf{21}$ cm |
| Lunghezza minima di ancoraggio (trazione): | $l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = \mathbf{42}$ cm |

Calcolo fattori K, K' (per verifica tipo di armatura: singola o doppia)

| | |
|---|---|
| Momento flettente di progetto applicato: | $M_{Ed} = \mathbf{205.3}$ kNm |
| Larghezza della sezione (a verifica): | $b = b_w = \mathbf{1000}$ mm |
| Altezza effettiva della sezione: | $h = \mathbf{500}$ mm |
| Altezza utile della sezione: | $d = \mathbf{425}$ mm |
| Percentuale del momento di redistribuzione: | $m_r = \mathbf{0}$ % |
| Tasso di redistribuzione sulla sezione: | $\delta = \max(1 - m_r, 0.70) = \mathbf{1.00}$ |
| Profondità asse neutro, SLU (dopo redistribuzione): | $x_u = (\delta - 0.4) \times d = \mathbf{255}$ mm |
| Massimo valore del coefficiente K: | $K_{max} = 1 / 3.53 = \mathbf{0.283}$ |
| Coefficiente K (momento agente adimensionale): | $K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = \mathbf{0.036}$ |
| Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls): | $K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = \mathbf{0.208}$ |

OK - Valore di K congruente (sezione geometrica e altezza compatibili)

$K \leq K'$ - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Area di armature tesa richiesta (sezione ad armatura singola)

| | |
|--|--|
| Tensione di snervamento acciai armature: | $f_{yk} = \mathbf{450}$ N/mm ² |
| Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio: | $\gamma_s = \mathbf{1.15}$ |
| Braccio di leva (armatura singola): | $z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{[1 - 3.53 \times K]}, 0.95) \times d = \mathbf{404}$ mm |
| Tensione di progetto acciai armature: | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \mathbf{391}$ N/mm ² |
| Area armature tese richieste (armatura singola): | $A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = \mathbf{1299}$ mm ² |
| Armatura singola (armat. compressa): | $A_{s2,req} = \mathbf{0}$ mm ² "(non serve armatura compressa)" |

$K \leq K'$ - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Minimi quantitativi di armatura tesa (EC2 p.to 7.3.2)

| | |
|---|---|
| Coefficiente di distribuzione delle tensioni: | $k_c = \mathbf{0.4}$ |
| Coefficiente di tensione non uniforme autoequilib.: | $k = \mathbf{0.65}$ |
| Valore medio della resistenza a trazione (cls): | $f_{ct,eff} = \mathbf{3.0}$ N/mm ² |
| Area del calcestruzzo in zona tesa: | $A_{ct} = b \times (h - x_u) = \mathbf{245000}$ mm ² |
| Massima tensione ammessa nelle armature tese: | $\sigma_s = \mathbf{300}$ N/mm ² (EC2, prospetti 7.2N, 7.3N) |

progettazione ati:

| | |
|--|--|
| Diametro max delle barre in trazione: | $\phi_s^* = 20$ mm (EC2, da prospetto 7.2N) |
| Altezza zona tesa prima della fessurazione: | $h_{cr} = h/2 = 250$ mm (approssimato,) |
| Diametro massimo modificato (barre tese): | $\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 13.9$ mm (per sezione inflessa) |
| Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1): | $A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 642$ mm ² |

OK - Armatura a trazione da calcolo superiore al minimo richiesto: $A_{s1,req} \geq A_{s,min}$

Aree armature tesa e compressa richieste (calcolo/minimo norme)

| | |
|--|---|
| Armature richieste da considerare (calcolo/norma): | $A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = 1299$ mm ² (in trazione) |
| | $A_{s2,req,eff} = 0$ mm ² (in compressione) |

Armature effettivamente disposte in zona tesa nella sezione larga $b = b_w$ e alta h

| | |
|---|---|
| Numero barre (base) a compressione in sezione: | $n_{min,c} = 5$ |
| Diametro barre (base) in compressione: | $\phi_{min,c} = 20$ mm |
| Numero barre (aggiuntive) a compressione: | $n_{max,c} = 0$ |
| Diametro barre (aggiuntive) in compressione: | $\phi_{max,c} = 20$ mm |
| Barre di armatura compressa disposta ($A_{s2,prov}$): | 5ϕ20 (diffusa) + 0ϕ20 (spezzoni) |
| Area armature (effettive) in zona compressa: | $A_{s2,prov} = 1570$ mm ² |
| Numero barre (base) a trazione in sezione: | $n_{min} = 5$ |
| Diametro barre (base) a trazione: | $\phi_{min} = 20$ mm |
| Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione: | $n_{max} = 0$ |
| Diametro barre (aggiuntive) a trazione: | $\phi_{max} = 20$ mm |
| Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$): | 5ϕ20 (diffusa) + 0ϕ20 (spezzoni) |
| Area armature (effettive presenti) in zona tesa: | $A_{s,prov} = 1570$ mm ² |
| Momento resistente SLU/SLV: | $M_{Rd} = 0.9 \times d \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 235.0$ kNm $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.873$ " ≤ 1 " |

OK - Armatura disposta in trazione sufficiente

| | |
|---|--|
| Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N): | $A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 743$ mm ² |
| Area max di armatura tesa (EC2, p.to 9.2.1.1(3)): | $A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 20000$ mm ² |

OK - Armatura tesa compressa entro i limiti: $A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

Minimi quantitativi di armatura tesa per travi (NTC p.to 7.4.6.2) – se considerato come elemento “trave”

| | |
|---|--|
| Rapporto geometrico armatura tesa: | $\rho_{a,tesa} = A_{s,prov} / (b \times h) = 0.003$ |
| Rapporto geometrico armatura compressa: | $\rho_{a,compressa} = A_{s2,prov} / (b \times h) = 0.003$ |
| Risulta (zone dissipative): | $\rho_{a,compressa} / \rho_{a,tesa} = 1.000$ " ≥ 0.5 " (NTC2018 p.to 7.4.6.2.1) |

OK - Armatura compressa entro i limiti: $\rho_{a,compressa} / \rho_{a,tesa} \geq 0.5$

| | |
|--------------------------------------|---|
| Minimo rapporto geometrico ammesso: | $\rho_{a,min} = 1.4 / f_{yk} = 0.003$ (NTC2018, eq. 7.4.26) |
| Massimo rapporto geometrico ammesso: | $\rho_{a,max} = \rho_{a,compressa} + 3.5 / f_{yk} = 0.011$ |

OK - Armatura tesa entro i limiti: $\rho_{a,min} \leq \rho_{a,tesa} < \rho_{a,max}$

progettazione ati:

Minimi quantitativi di armatura tesa per piastre piene (NTC p.to 4.1.6.1, EC2 p.to 9.3.1 – 9.2.1.1(1) e (3))

| | |
|--|---|
| Larghezza media della zona tesa: | $b_t = b_w = 1000$ mm |
| Area armatura minima (piastra): | $A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 743$ mm ² |
| Area sezione trasversale calcestruzzo: | $A_c = b_w \times h = 500000$ mm ² |
| Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni): | $A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = 20000$ mm ² |
| Area armature (effettive presenti) in zona tesa: | $A_{s,prov} = 1570$ mm ² |

OK - Armatura tesa entro i limiti: $A_{s,min,pl} \leq A_{s,min,pl} < A_{s,max,pl}$

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

| | |
|--|---|
| Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): | $M_{QP} = 81.0$ kNm |
| Sollecitazione flettente (comb. frequente): | $M_{FR} = 134.3$ kNm |
| Sollecitazione flettente (comb. rara): | $M_{RA} = 152.0$ kNm |
| Resistenza a compressione cls (comb. rara): | $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15) |
| Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): | $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16) |
| Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): | $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17) |
| Altezza effettiva sezione inflessa: | $h = 500$ mm |
| Larghezza sezione inflessa: | $b = 1000$ mm |
| Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso: | |

$$d_2 = 75 \text{ mm}$$

| | |
|--|---|
| Armatura superiore compressa (presente): | $A_f' = A_{s2,prov} = 1570$ mm ² |
| Armatura inferiore tesa (presente): | $A_f = A_{s,prov} = 1570$ mm ² |
| Coefficiente di omogeneizzazione: | $n_{_} = 15$ |
| Parametro "a ₁ " (posizione): | $a_1 = n_{_} \times (A_f' + A_f) / b = 47$ mm |
| Parametro "e ₁ " (posizione): | $e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = 785000$ mm ³ |
| Parametro "c ₁ " (posizione): | $c_1 = n_{_} \times (A_f' + A_f)^2 = 147894000$ mm ⁴ |
| Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.): | $y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = 113$ mm |
| Tensione massima cls compresso (comb. rara): | |
| $\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_{_} \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2)/y] = 6.14$ N/mm ² | |
| Tensione massima acciai tesi (comb. rara): | $\sigma_{s,RA} = n_{_} \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = 253.09$ N/mm ² |
| Tensione massima cls compresso (comb. QP): | $\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 3.27$ N/mm ² |
| Tensione massima cls compresso (comb. FR): | $\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 5.42$ N/mm ² |
| Risulta, quindi: | |

$$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.703 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

$$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.227 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

$$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.320 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

| | |
|--|--|
| Max apertura fessure (comb. quasi-permanente): | $w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4) |
| Max apertura fessure (comb. frequente): | $w_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4) |

progettazione ati:

| | |
|---|---|
| Larghezza della sezione: | $b = 1000$ mm |
| Posizione asse neutro (elastico) | $x = 113$ mm (da lembo compresso) |
| Altezza effettiva dell'area di cls in trazione: | $h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = 129$ mm (EC2, p.to 7.3.2(3)) |
| Area barre disposte in zona tesa: | $A_{s,prov} = 1570$ mm ² |
| Area barre disposte in zona compressa: | $A_{s2,prov} = 1570$ mm ² |
| Copriferro armature longitudinali: | $C = C_{nom} = 65$ mm |
| Momento in combinazione quasi-permanente: | $M_{QP} = 81.0$ kNm |
| Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU: | $R_{PL_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = 0.39$ |
| Tensione di esercizio QP nelle armature tese: | $\sigma_{s_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_QP} = 128$ N/mm ² |
| Momento in combinazione rara: | $M_{FR} = 134.3$ kNm |
| Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU: | $R_{PL_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = 0.65$ |
| Tensione di esercizio FR nelle armature tese: | $\sigma_{s_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_FR} = 212$ N/mm ² |
| Valore medio della resistenza a trazione del cls: | $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.0$ N/mm ² (valore di trazione efficace) |
| Modulo di elasticità secante del cls: | $E_{cm} = 33346$ N/mm ² |
| Modulo di elasticità acciaio: | $E_s = 200000$ N/mm ² |
| Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls): | $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.00$ |
| Diametro (equivalente) armature longitudinali tese: | $\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = 20$ mm |
| Area effettiva del cls in trazione: | $A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = 128858$ mm ² |
| Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10): | $\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = 0.012$ |
| Fattore di durata del carico: | $k_t = 0.6$ (EC2, p.to 7.3.4(2)) |
| Coefficiente aderenza armature: | $k_1 = 0.2$ (EC2, p.to 7.3.4(3)) |
| Coefficiente di distribuzione deformazioni: | $k_2 = 0.5$ (EC2, p.to 7.3.4(3)) |
| Coefficiente k_3 : | $k_3 = 3.4$ (EC2, p.to 7.3.4(3)) |
| Coefficiente k_4 : | $k_4 = 0.425$ (EC2, p.to 7.3.4(3)) |
| Spaziatura barre tese disposte: | $s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = 200$ mm |
| Spaziatura armatura aderente $> 5 \times (C_{nom} + \phi_{eq}/2)$?: "no" | |
| Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11): | $s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = 273$ mm |
| Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14): | $s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = 503$ mm |
| Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore: | $s_{r,max} = 273$ mm |
| Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8): | |
| $w_{k_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_QP} / E_s]$ | |
| | $w_{k_QP} = 0.10$ mm |
| Risulta, per combinazione quasi-permanente: | $w_{k_QP} \leq w_{k,max_QP}$ |

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK

Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione frequente (EC2, eq.7.8):

| | |
|---|--------------------------|
| $w_{k_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_FR} / E_s]$ | |
| | $w_{k_FR} = 0.17$ mm |
| Risulta, per combinazione frequente: | $w_k \leq w_{k,max_FR}$ |

progettazione ati:

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

| | |
|--|---|
| Minima larghezza della sezione a taglio: | $b_w = 1000$ mm |
| Altezza effettiva della sezione (a flessione): | $h = 500$ mm |
| Altezza utile della sezione a taglio: | $d = 425$ mm |
| Resistenza caratteristica del cls: | $f_{ck} = 32$ N/mm ² |
| Coefficiente parziale di sicurezza cls: | $\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3) |
| Coefficiente di applicazione dei carichi: | $\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3) |
| Resistenza di progetto a compressione: | $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.1$ N/mm ² (EC2 eq.3.15, NTC2018) |
| Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio: | $A_{sl} = A_{s,prov} = 1570$ mm ² |
| Valore del taglio di progetto (SLU/SLV) | $V_{Ed} = 103.5$ kN |
| Braccio di leva a flessione: | $z = 404$ mm |
| Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV): | $v_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 0.3$ N/mm ² |
| Tasso geometrico armature longitudinali a trazione: | $\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.004$ |
| Tensione nel conglomerato: | $C_{Rd,c} = 0.18$ N/mm ² / $\gamma_c = 0.120$ N/mm ² $k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.686$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1) |
| Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a): | $V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 195.9$ kN |
| Tensione minima di taglio: | $v_{min} = 0.035$ N/mm ² $\times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.4$ N/mm ² |
| Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione: | $N_{Ed} = 0$ kN |
| Area della sezione trasversale in cls: | $A_C = b_w \times h = 500000$ mm ² |
| Tensione sulla sezione per azione assiale: | $\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = 0.0$ N/mm ² $k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23) |
| Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b): | $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 184.2$ kN |
| Per la sezione in oggetto risulta quindi: | $V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 196$ kN (NTC2018, eq. 4.1.23) $V_{Ed} / V_{Rd} = 0.528 < 1$ |

OK - Non necessarie apposite armature di cucitura a taglio

10.5 Verifica elementi muri di risvolto

10.5.1 Modello di calcolo adottato

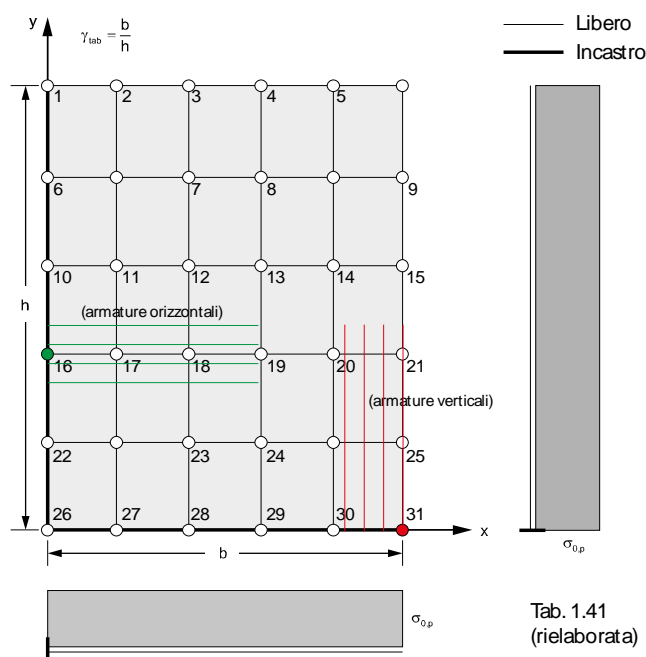
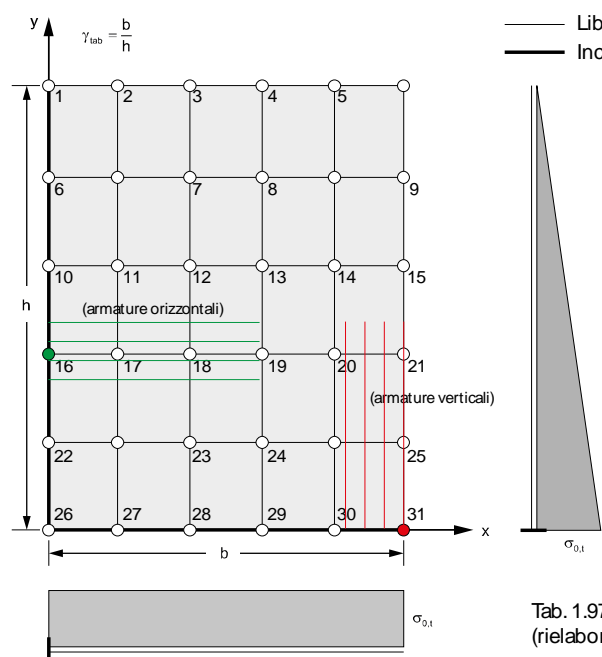
I muri di risvolto sono schematizzati come piastre rettangolari libere sui due lati e vincolate lungo gli altri due alla fondazione e al muro frontale. Generalmente, la rigidità della fondazione è maggiore di quella dei muri di risvolto che quindi sono stati considerati incastrati alla base. Per la spinta statica del terrapieno su parti strutturali di contenimento fondati su pali, si accetta l'ipotesi di spinta "a riposo", con distribuzione triangolare con risultante orizzontale $\sigma_{0,t} = \gamma \lambda_0 h$, con $\lambda_0 = 1 - \sin \varphi$. Qui, in questo caso, si assume $\varphi = 35^\circ$.

L'ipotesi di spinta orizzontale è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso e quindi ha una componente verticale stabilizzante (compressione) che viene trascurata.

progettazione ati:

10.5.2 Dati geometrici e di carico

| | |
|--|--|
| Peso specifico terreni: | $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ |
| Angolo di attrito dei terreni: | $\varphi = 35^\circ$ |
| Coefficiente di spinta "a riposo": | $\lambda_a = 1 - \sin(\varphi) = 0.43$ |
| Sovraccarico in superficie (caratteristico): | $Q_k = 20.0 \text{ kN/m}^2$ |
| Altezza muri di risvolto (dir. y-y): | $h = 7.25 \text{ m}$ |
| Larghezza muro di risvolto (dir. x-x): | $b = 8.60 \text{ m}$ |
| Spessore muro di risvolto: | $s = 75 \text{ cm}$ |



| | |
|---|--|
| Valore del coefficiente sismico orizzontale: | $k_h = 0.317$ (NTC2018, eqq. 7.11.3, 7.11.5) |
| Valore dell'incremento sismico (formula di Wood): | $\sigma_{W,SLV} = k_h \times h \times \gamma = 41.37 \text{ kN/m}^2$ |
| Pressione del sovraccarico sul terrapieno: | $\sigma_{0,p} = \lambda_a \times Q_k = 8.53 \text{ kN/m}^2$ |
| Risultante sovraccarico sul terrapieno (per m lin.): | $R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 61.83 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale) |
| Pressione terreni allo spiccato del muro di risvolto: | $\sigma_{0,t} = \gamma \times \lambda_a \times h = 55.65 \text{ kN/m}^2$ |
| Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.): | $R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 201.72 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale) |

NOTA: per il calcolo delle sollecitazioni sull'elemento piastra "muro di risvolto" - considerato incastrato su due lati consecutivi e libero sugli altri due - si sono utilizzate le tabelle di Richards Bares. In particolare, non sono state eseguite interpolazioni lineari sui valori tabellati, ma si sono assunti i valori riportati in tabella che danno il maggior cemento nei punti più significativi delle sezioni dei muri di risvolto. Momento x-x per armature ferri orizzontali (interni/esterni), momento y-y per armature ferri verticali (interni/esterni).

progettazione ati:

10.5.3 Formulazione per il calcolo delle sollecitazioni taglianti e flettenti

Rapporto dimensioni muro di risvolto: $\gamma_{tab} = b/h = 1.19$

Coefficienti tab. 1.97 (Richard Bares)

Coefficiente momento infl. x-x (carico triangolare): $\alpha_{x16} = -0.0368$

Coefficiente momento infl. y-y (carico triangolare): $\alpha_{y31} = -0.1157$

Coefficiente taglio x-x (carico triangolare): $r_{x16} = 0.2289$

Coefficiente taglio y-y (carico triangolare): $r_{y31} = 0.5586$

Coefficienti tab. 1.41 (Richard Bares)

Coefficiente momento infl. x-x (carico costante): $\beta_{x16} = -0.1033$

Coefficiente momento infl. y-y (carico costante): $\beta_{y31} = -0.2949$

Coefficiente taglio x-x (carico costante): $s_{x16} = 0.3699$

Coefficiente taglio y-y (carico costante): $s_{y31} = 1.1828$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLV

Massima pressione allo spiccatto (triangolare): $q_{SLV,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 55.65 \text{ kN/m}^2$

Massima pressione allo spiccatto (costante): $q_{SLV,c} = 1.0 \times \sigma_{W,SLV} = 41.37 \text{ kN/m}^2$

Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: $M_{Ed,SLV,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLV,t} + \beta_{x16} \times q_{SLV,c}) \times b^2 = -467.52 \text{ kNm/m}$

Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLV,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLV,t} + \beta_{y31} \times q_{SLV,c}) \times h^2 = -979.66 \text{ kNm/m}$

Sollecitazione di taglio su sez. x-x: $V_{Ed,SLV,x} = (r_{y31} \times q_{SLV,t} + s_{y31} \times q_{SLV,c}) \times h = 580.11 \text{ kN/m}$

Sollecitazione di taglio su sez. y-y: $V_{Ed,SLV,y} = (r_{x16} \times q_{SLV,t} + s_{x16} \times q_{SLV,c}) \times b = 241.14 \text{ kN/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLU

Massima pressione allo spiccatto (triangolare): $q_{SLU,t} = 1.3 \times \sigma_{0,t} = 72.34 \text{ kN/m}^2$

Massima pressione allo spiccatto (costante): $q_{SLU,c} = 1.5 \times \sigma_{0,p} = 12.79 \text{ kN/m}^2$

Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: $M_{Ed,SLU,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLU,t} + \beta_{x16} \times q_{SLU,c}) \times b^2 = -294.63 \text{ kNm/m}$

Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLU,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLU,t} + \beta_{y31} \times q_{SLU,c}) \times h^2 = -638.25 \text{ kNm/m}$

Sollecitazione di taglio su sez. x-x: $V_{Ed,SLU,x} = (r_{y31} \times q_{SLU,t} + s_{y31} \times q_{SLU,c}) \times h = 402.68 \text{ kN/m}$

Sollecitazione di taglio su sez. y-y: $V_{Ed,SLU,y} = (r_{x16} \times q_{SLU,t} + s_{x16} \times q_{SLU,c}) \times b = 183.11 \text{ kN/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-rara

Massima pressione allo spiccatto (triangolare): $q_{SLE,r,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 55.65 \text{ kN/m}^2$

Massima pressione allo spiccatto (costante): $q_{SLE,r,c} = 1.0 \times \sigma_{0,p} = 8.53 \text{ kN/m}^2$

Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: $M_{Ed,SLE,r,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,r,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,r,c}) \times b^2 = -216.62 \text{ kNm/m}$

Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLE,r,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE,r,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE,r,c}) \times h^2 = -470.62 \text{ kNm/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-frequente

progettazione ati:

| | |
|---|--|
| Massima pressione allo spiccato (triangolare): | $q_{SLE_f,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = \mathbf{55.65 \text{ kN/m}^2}$ |
| Massima pressione allo spiccato (costante): | $q_{SLE_f,c} = 0.75 \times \sigma_{0,p} = \mathbf{6.40 \text{ kN/m}^2}$ |
| Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: | $M_{Ed,SLE_f,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE_f,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE_f,c}) \times b^2 = \mathbf{-200.33 \text{ kNm/m}}$ |
| Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: | $M_{Ed,SLE_f,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE_f,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE_f,c}) \times h^2 = \mathbf{-437.57 \text{ kNm/m}}$ |

Carichi e sollecitazioni per combinazione per SLE-quasi permanente

| | |
|---|---|
| Massima pressione allo spiccato (triangolare): | $q_{SLE_qp,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = \mathbf{55.65 \text{ kN/m}^2}$ |
| Massima pressione allo spiccato (costante): | $q_{SLE_qp,c} = 0.0 \times \sigma_{0,p} = \mathbf{0.00 \text{ kN/m}^2}$ |
| Sollecitazione flettente inflessione piano x-x: | $M_{Ed,SLE_qp,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE_qp,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE_qp,c}) \times b^2 = \mathbf{-151.46 \text{ kNm/m}}$ |
| Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: | $M_{Ed,SLE_qp,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE_qp,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE_qp,c}) \times h^2 = \mathbf{-338.42 \text{ kNm/m}}$ |

10.5.4 Sollecitazioni di calcolo per le verifiche di resistenza

10.5.4.1 SINTESI SOLLECITAZIONI DI PROGETTO SLU/SLV/SLE (in valore assoluto e per $b_w = 1 \text{ m}$ di larghezza di muro)

| | |
|--|--|
| SLU/SLV per armature portanti orizzontali: | $M_{Ed,x} = \max(\text{abs}(M_{Ed,SLV,x}), \text{abs}(M_{Ed,SLU,x})) = \mathbf{467.52 \text{ kNm}}$ |
| SLE-rara (armature orizzontali): | $M_{Ed,SLE_r,x} = \mathbf{216.62 \text{ kNm}}$ |
| SLE-frequente (armature orizzontali): | $M_{Ed,SLE_f,x} = \mathbf{200.33 \text{ kNm}}$ |
| SLE-quasi permanente (armature orizzontali): | $M_{Ed,SLE_qp,x} = \mathbf{151.46 \text{ kNm}}$ |
| SLU/SLV per armature portanti verticali: | $M_{Ed,y} = \max(\text{abs}(M_{Ed,SLV,y}), \text{abs}(M_{Ed,SLU,y})) = \mathbf{979.66 \text{ kNm}}$ |
| SLE-rara (armature verticali): | $M_{Ed,SLE_r,y} = \mathbf{470.62 \text{ kNm}}$ |
| SLE-frequente (armature verticali): | $M_{Ed,SLE_f,y} = \mathbf{437.57 \text{ kNm}}$ |
| SLE-quasi permanente (armature verticali): | $M_{Ed,SLE_qp,y} = \mathbf{338.42 \text{ kNm}}$ |
| SLU/SLV per verifica cls a taglio (no armatura): | $V_{Ed} = \max(V_{Ed,SLV,x}, V_{Ed,SLU,x}, V_{Ed,SLV,y}, V_{Ed,SLU,y}) = \mathbf{580.11 \text{ kN}}$ |

10.5.5 Verifiche strutturali (flessione e taglio)

10.5.5.1 Verifica armature verticali (max incidenza nei nodi 30 e 31)

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

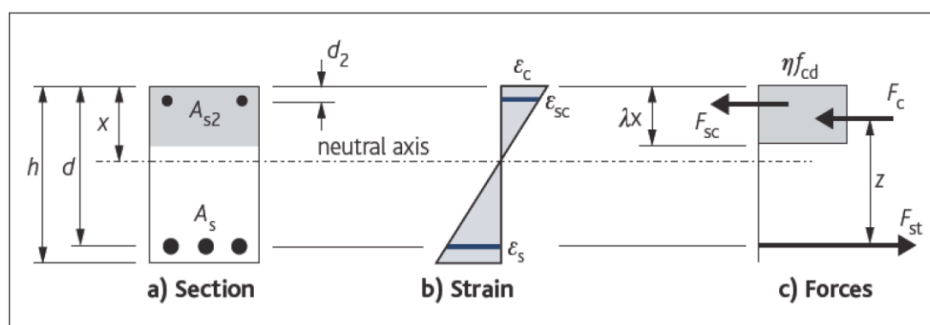
Nota: nelle compute delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

| | |
|---|-------------------------------|
| Forma della sezione (equivalente) a verifica: | rettangolare |
| Elemento strutturale a verifica: | (elemento strutturale) |

progettazione ati:

| | |
|---|--|
| Tipo di elemento a verifica: | "piastra" |
| Larghezza sezione: | $b = 1000$ mm |
| Altezza sezione: | $h = 750$ mm |
| Copriferro nominale (barre longit. portanti): | $c_{nom} = 69$ mm (in questo calcolo, non inteso delle armature più esterne) |
| Armatura longitudinale disposta (tesa): | $A_s = 5\phi 24$ (correnti) + $5\phi 24$ (spezzoni) |
| Armatura longitudinale disposta (compressa): | $A_{s2} = 5\phi 24$ (correnti) + $0\phi 24$ (spezzoni) |
| Armatura di cucitura a taglio disposta: | almeno $A_{sw} = 1006$ mm ² /m |
| Lunghezza minima ancoraggi (compressione): | $l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 25$ cm |
| Lunghezza minima ancoraggi (trazione): | $l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 51$ cm |



← Schema di calcolo sezione

| | |
|--|---|
| Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV): | $M_{Ed} = 979.7$ kNm |
| Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV) | $V_{Ed} = 580.1$ kN |
| Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): | $M_{QP} = 338.4$ kNm |
| Sollecitazione flettente (comb. frequente): | $M_{FR} = 437.6$ kNm |
| Sollecitazione flettente (comb. rara): | $M_{RA} = 470.6$ kNm |
| Limite max aperture fessure per comb. QP: | $w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4) |
| Limite max aperture fessure per comb. FR: | $w_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4) |
| Resistenza a compressione cls (comb. rara): | $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15) |
| Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): | $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16) |
| Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): | $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17). |

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

| Verifiche SLU/SLV | | Verifiche SLE (fessurazione) | | Verifiche SLE (massime tensioni) | | |
|-------------------|-----------------------|------------------------------|-----------------------|----------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| M_{Ed} / M_{Rd} | $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ | $W_{QP} / W_{QP,max}$ | $W_{FR} / W_{FR,max}$ | $\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$ | $\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$ | $\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$ |
| 0.919 | 2.237 | 0.473 | 0.408 | 0.487 | 0.295 | 0.308 |

progettazione ati:

Nota bene: Il pedice “s” sta per “acciaio” in trazione, il pedice “c” sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un’apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.1

| | |
|---|---|
| Resistenza cilindrica cls: | $f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza cubica cls: | $f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$ |
| Classe di resistenza cls: | C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.1) |
| Resistenza di calcolo a trazione (cls): | $f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$ (da NTC2018, eq. 4.1.4) |
| Resistenz di calcolo a compressione (cls): | $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.3) |
| Coefficiente per condizione di aderenza: | $\eta_1 = 0.7$ (considerata “bassa aderenza”, EC2 p.to 8.4.2) |
| Coefficiente per diametro delle barre armatura: | $\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm) |
| Tensione ultima di aderenza (barre nervate): | $f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7) |
| Diametro armature longitudinali: | $\phi = 24 \text{ mm}$ (diametro di riferimento, assunto) |
| Lunghezza di ancoraggio base: | $l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 844 \text{ mm}$ (EC2 eq. 8.3) $l_{b,rqd} = 90 \text{ cm}$ (arrotondato in eccesso) |
| Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base): | $l_{b,rqd} = 38\phi$ |
| Lunghezza minima di ancoraggio (compressione): | $l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 25 \text{ cm}$ |
| Lunghezza minima di ancoraggio (trazione): | $l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 51 \text{ cm}$ |

Calcolo fattori K, K' (per verifica tipo di armatura: singola o doppia)

| | |
|---|--|
| Momento flettente di progetto applicato: | $M_{Ed} = 979.7 \text{ kNm}$ |
| Larghezza della sezione (a verifica): | $b = b_w = 1000 \text{ mm}$ |
| Altezza effettiva della sezione: | $h = 750 \text{ mm}$ |
| Altezza utile della sezione: | $d = 670 \text{ mm}$ |
| Percentuale del momento di redistribuzione: | $m_r = 0 \%$ |
| Tasso di redistribuzione sulla sezione: | $\delta = \max(1 - m_r, 0.70) = 1.00$ |
| Profondità asse neutro, SLU (dopo redistribuzione): | $x_u = (\delta - 0.4) \times d = 402 \text{ mm}$ |
| Massimo valore del coefficiente K: | $K_{max} = 1 / 3.53 = 0.283$ |
| Caefficiente K (momento agente adimensionale): | $K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = 0.068$ |
| Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls): | $K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = 0.208$ |

OK - Valore di K congruente (sezione geometrica e altezza compatibili)
 $K \leq K'$ - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Area di armature tesa richiesta (sezione ad armatura singola)

| | |
|--|---|
| Tensione di snervamento acciai armature: | $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ |
| Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio: | $\gamma_s = 1.15$ |
| Braccio di leva (armatura singola): | $z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{[1 - 3.53 \times K]}, 0.95) \times d = 627 \text{ mm}$ |
| Tensione di progetto acciai armature: | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$ |
| Area armature tese richieste (armatura singola): | $A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = 3994 \text{ mm}^2$ |

progettazione ati:

Armatura singola (armat. compressa):

$$A_{s2,req} = 0 \text{ mm}^2 \text{ "(non serve armatura compressa)"}$$

$K \leq K'$ - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Minimi quantitativi di armatura tesa (EC2 p.to 7.3.2)

Coefficiente di distribuzione delle tensioni: $k_c = 0.4$

Coefficiente di tensione non uniforme autoequilib.: **$k = 0.65$**

Valore medio della resistenza a trazione (cls): $f_{ct,eff} = 3.0 \text{ N/mm}^2$

Area del calcestruzzo in zona tesa: $A_{ct} = b \times (h - x_u) = 348000 \text{ mm}^2$

Massima tensione ammessa nelle armature tese: $\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ (EC2, prospetti 7.2N, 7.3N)

Diametro max delle barre in trazione: $\phi_s^* = 24 \text{ mm}$ (EC2, da prospetto 7.2N)

Altezza zona tesa prima della fessurazione: $h_{cr} = h/2 = 375 \text{ mm}$ (approssimato,)

Diametro massimo modificato (barre tese): $\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 23.5 \text{ mm}$
(per sezione inflessa)

Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1): $A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 912 \text{ mm}^2$

OK - Armatura a trazione da calcolo superiore al minimo richiesto: $A_{s1,req} \geq A_{s,min}$

Aree armature tesa e compressa richieste (calcolo/minimo norme)

Armature richieste da considerare (calcolo/norma): $A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = 3994 \text{ mm}^2$ (in trazione)

$$A_{s2,req,eff} = 0 \text{ mm}^2 \text{ (in compressione)}$$

Armature effettivamente disposte in zona tesa nella sezione larga $b = b_w$ e alta h

Numero barre (base) a compressione in sezione: $n_{min,c} = 5$

Diametro barre (base) in compressione: $\phi_{min,c} = 24 \text{ mm}$

Numero barre (aggiuntive) a compressione: $n_{max,c} = 0$

Diametro barre (aggiuntive) in compressione: $\phi_{max,c} = 24 \text{ mm}$

Barre di armatura compressa disposta ($A_{s2,prov}$): **$5\phi 24$ (diffusa) + $0\phi 24$ (spezzoni)**

Area armature (effettive) in zona compressa: $A_{s2,prov} = 2260 \text{ mm}^2$

Numero barre (base) a trazione in sezione: $n_{min} = 5$

Diametro barre (base) a trazione: $\phi_{min} = 24 \text{ mm}$

Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione: $n_{max} = 5$

Diametro barre (aggiuntive) a trazione: $\phi_{max} = 24 \text{ mm}$

Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$): **$5\phi 24$ (diffusa) + $5\phi 24$ (spezzoni)**

Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 4520 \text{ mm}^2$

Momento resistente SLU/SLV:

$$M_{Rd} = 0.9 \times d \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 1066.5 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.919 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

OK - Armatura disposta in trazione sufficiente

Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N): $A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 1171 \text{ mm}^2$

Area max di armatura tesa (EC2, p.to 9.2.1.1(3)): $A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 30000 \text{ mm}^2$

OK - Armatura tesa compressa entro i limiti: $A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

progettazione ati:

Minimi quantitativi di armatura tesa per travi (NTC p.to 7.4.6.2) – se considerato come elemento “trave”

| | |
|---|--|
| Rapporto geometrico armatura tesa: | $\rho_{a,tesa} = A_{s,prov} / (b \times h) = \mathbf{0.006}$ |
| Rapporto geometrico armatura compressa: | $\rho_{a,compressa} = A_{s2,prov} / (b \times h) = \mathbf{0.003}$ |
| Risulta (zone dissipative): | $\rho_{a,compressa} / \rho_{a,tesa} = \mathbf{0.500}$ " ≥ 0.5 " (NTC2018 p.to 7.4.6.2.1) |
| | OK - Armatura compressa entro i limiti: $\rho_{a,compressa} / \rho_{a,tesa} \geq 0.5$ |
| Minimo rapporto geometrico ammesso: | $\rho_{a,min} = 1.4 / f_{yk} = \mathbf{0.003}$ (NTC2018, eq. 7.4.26) |
| Massimo rapporto geometrico ammesso: | $\rho_{a,max} = \rho_{a,compressa} + 3.5 / f_{yk} = \mathbf{0.011}$ |
| | OK - Armatura tesa entro i limiti: $\rho_{a,min} \leq \rho_{a,tesa} < \rho_{a,max}$ |

Minimi quantitativi di armatura tesa per piastre piene (NTC p.to 4.1.6.1, EC2 p.to 9.3.1 – 9.2.1.1(1) e (3))

| | |
|--|---|
| Larghezza media della zona tesa: | $b_t = b_w = \mathbf{1000}$ mm |
| Area armatura minima (piastra): | $A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = \mathbf{1171}$ mm ² |
| Area sezione trasversale calcestruzzo: | $A_c = b_w \times h = \mathbf{750000}$ mm ² |
| Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni): | $A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = \mathbf{30000}$ mm ² |
| Area armature (effettive presenti) in zona tesa: | $A_{s,prov} = \mathbf{4520}$ mm ² |
| | OK - Armatura tesa entro i limiti: $A_{s,min,pl} \leq A_{s,prov} < A_{s,max,pl}$ |

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

| | |
|--|--|
| Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): | $M_{QP} = \mathbf{338.4}$ kNm |
| Sollecitazione flettente (comb. frequente): | $M_{FR} = \mathbf{437.6}$ kNm |
| Sollecitazione flettente (comb. rara): | $M_{RA} = \mathbf{470.6}$ kNm |
| Resistenza a compressione cls (comb. rara): | $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = \mathbf{19.20}$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15) |
| Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): | $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = \mathbf{14.40}$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16) |
| Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): | $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = \mathbf{360.0}$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17) |
| Altezza effettiva sezione inflessa: | $h = \mathbf{750}$ mm |
| Larghezza sezione inflessa: | $b = \mathbf{1000}$ mm |
| Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso: | $d_2 = \mathbf{81}$ mm |
| Armatura superiore compressa (presente): | $A_f' = A_{s2,prov} = \mathbf{2260}$ mm ² |
| Armatura inferiore tesa (presente): | $A_f = A_{s,prov} = \mathbf{4520}$ mm ² |
| Coefficiente di omogenizzazione: | $n_- = \mathbf{15}$ |
| Parametro “a ₁ ” (posizione): | $a_1 = n_- \times (A_f' + A_f) / b = \mathbf{102}$ mm |
| Parametro “e ₁ ” (posizione): | $e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = \mathbf{3211460}$ mm ³ |
| Parametro “c ₁ ” (posizione): | $c_1 = n_- \times (A_f' + A_f)^2 = \mathbf{689526000}$ mm ⁴ |
| Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.): | $y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = \mathbf{225}$ mm |
| Tensione massima cls compresso (comb. rara): | $\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_- \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2)/y] = \mathbf{5.91}$ N/mm ² |
| Tensione massima acciai tesi (comb. rara): | $\sigma_{s,RA} = n_- \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = \mathbf{175.27}$ N/mm ² |
| Tensione massima cls compresso (comb. QP): | $\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = \mathbf{4.25}$ N/mm ² |

progettazione ati:

Tensione massima cls compresso (comb. FR): $\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 5.49 \text{ N/mm}^2$

Risulta, quindi:

$$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.487 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

$$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.295 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

$$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.308 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente): $w_{k,max_QP} = 0.20 \text{ mm}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. frequente): $w_{k,max_FR} = 0.30 \text{ mm}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Larghezza della sezione: $b = 1000 \text{ mm}$

Posizione asse neutro (elastico) $x = 225 \text{ mm}$ (da lembo compresso)

Altezza effettiva dell'area di cls in trazione: $h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = 175 \text{ mm}$ (EC2, p.to 7.3.2(3))

Area barre disposte in zona tesa: $A_{s,prov} = 4520 \text{ mm}^2$

Area barre disposte in zona compressa: $A_{s2,prov} = 2260 \text{ mm}^2$

Copriferro armature longitudinali: $c = c_{nom} = 69 \text{ mm}$

Momento in combinazione quasi-permanente: $M_{QP} = 338.4 \text{ kNm}$

Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU: $R_{PL_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = 0.35$

Tensione di esercizio QP nelle armature tese: $\sigma_{s_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_QP} = 119 \text{ N/mm}^2$

Momento in combinazione rara: $M_{FR} = 437.6 \text{ kNm}$

Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU: $R_{PL_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = 0.45$

Tensione di esercizio FR nelle armature tese: $\sigma_{s_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_FR} = 154 \text{ N/mm}^2$

Valore medio della resistenza a trazione del cls: $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.0 \text{ N/mm}^2$ (valore di trazione efficace)

Modulo di elasticità secante del cls: $E_{cm} = 33346 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità acciaio: $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls): $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.00$

Diametro (equivalente) armature longitudinali tese: $\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = 24 \text{ mm}$

Area effettiva del cls in trazione: $A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = 175024 \text{ mm}^2$

Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10): $\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = 0.026$

Fattore di durata del carico: $k_t = 0.6$ (EC2, p.to 7.3.4(2))

Coefficiente aderenza armature: $k_1 = 0.2$ (EC2, p.to 7.3.4(3))

Coefficiente di distribuzione deformazioni: $k_2 = 0.5$ (EC2, p.to 7.3.4(3))

Coefficiente k_3 : $k_3 = 3.4$ (EC2, p.to 7.3.4(3))

Coefficiente k_4 : $k_4 = 0.425$ (EC2, p.to 7.3.4(3))

Spaziatura barre tese disposte: $s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = 100 \text{ mm}$

Spaziatura armatura aderente $> 5 \times (c_{nom} + \phi_{eq}/2)$?: "no"

Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11): $s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = 264 \text{ mm}$

Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14): $s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = 683 \text{ mm}$

Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore: $s_{r,max} = 264 \text{ mm}$

Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8):

progettazione ati:

$$W_{k_QP} = S_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_QP} / E_s]$$

$$W_{k_QP} = \mathbf{0.09 \text{ mm}}$$

Risulta, per combinazione quasi-permanente: $W_{k_QP} \leq W_{k,max_QP}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK

Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione frequente (EC2, eq.7.8):

$$W_{k_FR} = S_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_FR} / E_s]$$

$$W_{k_FR} = \mathbf{0.12 \text{ mm}}$$

Risulta, per combinazione frequente: $W_k \leq W_{k,max_FR}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

Minima larghezza della sezione a taglio: $b_w = \mathbf{1000 \text{ mm}}$

Altezza effettiva della sezione (a flessione): $h = \mathbf{750 \text{ mm}}$

Altezza utile della sezione a taglio: $d = \mathbf{670 \text{ mm}}$

Resistenza caratteristica del cls: $f_{ck} = \mathbf{32 \text{ N/mm}^2}$

Coefficiente parziale di sicurezza cls: $\gamma_c = \mathbf{1.50}$ (NTC2018, eq. 4.1.3)

Coefficiente di applicazione dei carichi: $\alpha_{cc} = \mathbf{0.85}$ (NTC2018, eq. 4.1.3)

Resistenza di progetto a compressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = \mathbf{18.1 \text{ N/mm}^2}$ (EC2 eq.3.15, NTC2018)

Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:

$$A_{sl} = \mathbf{2260 \text{ mm}^2}$$

Valore del taglio di progetto (SLU/SLV) $V_{Ed} = \mathbf{580.1 \text{ kN}}$

Braccio di leva a flessione: $z = \mathbf{627 \text{ mm}}$

Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV): $V_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = \mathbf{0.9 \text{ N/mm}^2}$

Tasso geometrico armature longitudinali a trazione: $\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = \mathbf{0.003}$

Tensione nel conglomerato: $C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = \mathbf{0.120 \text{ N/mm}^2}$

$$k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = \mathbf{1.546}$$
 (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)

Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a): $V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = \mathbf{274.8 \text{ kN}}$

Tensione minima di taglio: $v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = \mathbf{0.4 \text{ N/mm}^2}$

Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:

$$N_{Ed} = \mathbf{0 \text{ kN}}$$

Area della sezione trasversale in cls: $A_c = b_w \times h = \mathbf{750000 \text{ mm}^2}$

Tensione sulla sezione per azione assiale: $\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_c, 0.2 \times f_{cd}) = \mathbf{0.0 \text{ N/mm}^2}$

$$k_1 = 0.15 \text{ (NTC2018, eq. 4.1.23)}$$

Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b): $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = \mathbf{255.1 \text{ kN}}$

Per la sezione in oggetto risulta quindi: $V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = \mathbf{275 \text{ kN}}$ (NTC2018, eq. 4.1.23)

$$V_{Ed} / V_{Rd} = \mathbf{2.111} > \mathbf{1}$$

Necessarie apposite armature di cucitura a taglio

progettazione ati:

Area dell'armatura di cucitura al taglio da prevedere (EC2 p.to 6.2.3(4), NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.2)

| | |
|--|--|
| Tensione di snervamento delle armature a taglio: | $f_{ywk} = 450 \text{ N/mm}^2$ |
| Fattore parziale di sicurezza acciaio: | $\gamma_s = 1.15$ (NTC2018 p.to 4.1.2.1.1.3) |
| Tensione di progetto degli acciai a taglio: | $f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018 eq. 4.1.5) |
| Angolo di inclinazione della armature a taglio rispetto all'asse longitudinale dell'elemento a verifica: | $\alpha = 90.0 \text{ deg}$ |
| Fattore di riduzione (EC2 p.to 6.2.3(3), NTC2018): | $v_1 = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.5$ |
| Coefficiente d'interazione assiale: | $\alpha_{cw} = 1.00$ (EC2 p.to 6.2.3(3)) |
| Inclinazione della biella convezionale compressa: | $\theta = \max(0.5 \times \text{Asin}(2 \times v_{Ed} / (\alpha_{cw} \times f_{cd} \times v_1)), 21.8 \text{ deg}) = 21.8 \text{ deg}$ |
| Area dell'armatura a taglio richiesta (EC2 eq. 6.13): | $A_{sw,req} = v_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = 946 \text{ mm}^2/\text{m}$ |

Area minima e aree di cucitura da disporre a taglio (EC2 eqq. 9.4-9.5N)

| | |
|---|---|
| $A_{sw,min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck}/1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{ywk} \times b_w \times \sin(\alpha) = 1006 \text{ mm}^2/\text{m}$ | |
| Area dell'armatura a taglio (min) da disporre: | $A_{sw} = \max(A_{sw,req}, A_{sw,min}) = 1006 \text{ mm}^2/\text{m}$ |
| Max passo longitudinale insieme di staffe: | $s_{l,max,p} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = 503 \text{ mm}$ (EC2, eq. 9.9 – piastre) |
| Max passo longitudinale ferri piegati: | $s_{l,max,p} = d = 670 \text{ mm}$ (EC2, eq. 9.10 – piastre) |
| Max distanza trasversale armature taglio: | $s_{t,max,p} = 1.5 \times d = 1005 \text{ mm}$ (EC2, p.to 9.3.2(5) – piastre). |

10.5.5.2 Verifica armature orizzontali (max incidenza nei nodi 16 e 17)

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

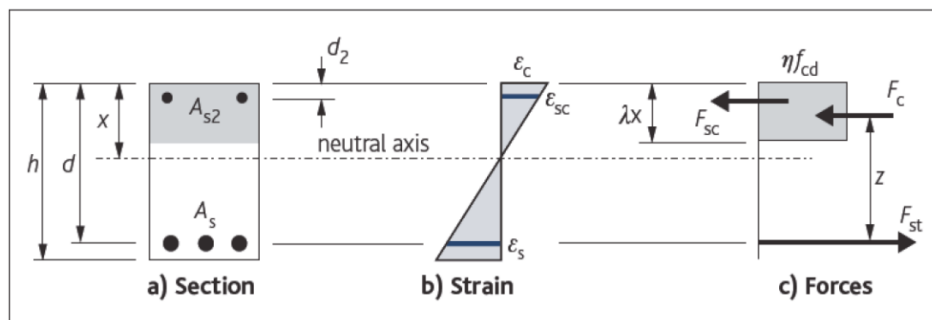
Nota: nelle compute delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

| | |
|---|--|
| Forma della sezione (equivalente) a verifica: | rettangolare |
| Elemento strutturale a verifica: | (elemento strutturale) |
| Tipo di elemento a verifica: | "piastra" |
| Larghezza sezione: | $b = 1000 \text{ mm}$ |
| Altezza sezione: | $h = 750 \text{ mm}$ |
| Copriferro nominale (barre longit. portanti): | $c_{nom} = 45 \text{ mm}$ (in questo calcolo, non inteso delle armature più esterne) |
| Armatura longitudinale disposta (tesa): | $A_s = 5\phi 22$ (correnti) + $0\phi 22$ (spezzoni) |
| Armatura longitudinale disposta (compressa): | $A_{s2} = 5\phi 22$ (correnti) + $0\phi 22$ (spezzoni) |

progettazione ati:

Armatura di cucitura a taglio disposta: almeno $A_{sw} = 1006 \text{ mm}^2/\text{m}$ (si veda calcolo precedente)
 Lunghezza minima ancoraggi (compressione): $l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 23 \text{ cm}$
 Lunghezza minima ancoraggi (trazione): $l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 46 \text{ cm}$



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV): $M_{Ed} = 467.5 \text{ kNm}$
 Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV): $V_{Ed} = 580.1 \text{ kN}$
 Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): $M_{QP} = 151.5 \text{ kNm}$
 Sollecitazione flettente (comb. frequente): $M_{FR} = 200.3 \text{ kNm}$
 Sollecitazione flettente (comb. rara): $M_{RA} = 216.6 \text{ kNm}$
 Limite max aperture fessure per comb. QP: $w_{k,max_QP} = 0.20 \text{ mm}$ (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
 Limite max aperture fessure per comb. FR: $w_{k,max_FR} = 0.30 \text{ mm}$ (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
 Resistenza a compressione cls (comb. rara): $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.15)
 Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.16)
 Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.17).

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).
 Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

| Verifiche SLU/SLV | | Verifiche SLE (fessurazione) | | Verifiche SLE (massime tensioni) | | |
|-------------------|-----------------------|------------------------------|-----------------------|----------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| M_{Ed} / M_{Rd} | $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ | $W_{QP} / W_{QP,max}$ | $W_{FR} / W_{FR,max}$ | $\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$ | $\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$ | $\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$ |
| 0.954 | 2.199 | 0.371 | 0.327 | 0.494 | 0.169 | 0.181 |

Nota bene: Il pedice "s" sta per "acciaio" in trazione, il pedice "c" sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.1

Resistenza cilindrica cls: $f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza cubica cls: $f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
 Classe di resistenza cls: **C32/40** (NTC2018, tab. 4.1.1)
 Resistenza di calcolo a trazione (cls): $f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$ (da NTC2018, eq. 4.1.4)

progettazione ati:

| | |
|---|---|
| Resistenza di calcolo a compressione (cls): | $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = \mathbf{18.13 \text{ N/mm}^2}$ (NTC2018, eq. 4.1.3) |
| Coefficiente per condizione di aderenza: | $\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2) |
| Coefficiente per diametro delle barre armatura: | $\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm) |
| Tensione ultima di aderenza (barre nervate): | $f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = \mathbf{2.22 \text{ N/mm}^2}$ (EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7) |
| Diametro armature longitudinali: | $\phi = \mathbf{22 \text{ mm}}$ (diametro di riferimento, assunto) |
| Lunghezza di ancoraggio base: | $l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = \mathbf{774 \text{ mm}}$ (EC2 eq. 8.3) $l_{b,rqd} = \mathbf{80 \text{ cm}}$ (arrotondato in eccesso) |
| Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base): | $l_{b,rqd} = \mathbf{37\phi}$ |
| Lunghezza minima di ancoraggio (compressione): | $l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = \mathbf{23 \text{ cm}}$ |
| Lunghezza minima di ancoraggio (trazione): | $l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = \mathbf{46 \text{ cm}}$ |

Calcolo fattori K, K' (per verifica tipo di armatura: singola o doppia)

| | |
|---|---|
| Momento flettente di progetto applicato: | $M_{Ed} = \mathbf{467.5 \text{ kNm}}$ |
| Larghezza della sezione (a verifica): | $b = b_w = \mathbf{1000 \text{ mm}}$ |
| Altezza effettiva della sezione: | $h = \mathbf{750 \text{ mm}}$ |
| Altezza utile della sezione: | $d = \mathbf{694 \text{ mm}}$ |
| Percentuale del momento di redistribuzione: | $m_r = \mathbf{0 \%}$ |
| Tasso di redistribuzione sulla sezione: | $\delta = \max(1 - m_r, 0.70) = \mathbf{1.00}$ |
| Profondità asse neutro, SLU (dopo redistribuzione): | $x_u = (\delta - 0.4) \times d = \mathbf{416 \text{ mm}}$ |
| Massimo valore del coefficiente K: | $K_{max} = 1 / 3.53 = \mathbf{0.283}$ |
| Coefficiente K (momento agente adimensionale): | $K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = \mathbf{0.030}$ |
| Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls): | $K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = \mathbf{0.208}$ |

OK - Valore di K congruente (sezione geometrica e altezza compatibili)

$K \leq K'$ - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Area di armature tesa richiesta (sezione ad armatura singola)

| | |
|--|--|
| Tensione di snervamento acciai armature: | $f_{yk} = \mathbf{450 \text{ N/mm}^2}$ |
| Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio: | $\gamma_s = \mathbf{1.15}$ |
| Braccio di leva (armatura singola): | $z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{[1 - 3.53 \times K]}, 0.95) \times d = \mathbf{659 \text{ mm}}$ |
| Tensione di progetto acciai armature: | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \mathbf{391 \text{ N/mm}^2}$ |
| Area armature tese richieste (armatura singola): | $A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = \mathbf{1812 \text{ mm}^2}$ |
| Armatura singola (armat. compressa): | $A_{s2,req} = \mathbf{0 \text{ mm}^2}$ "(non serve armatura compressa)" |

$K \leq K'$ - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Minimi quantitativi di armatura tesa (EC2 p.to 7.3.2)

| | |
|---|--|
| Coefficiente di distribuzione delle tensioni: | $k_c = \mathbf{0.4}$ |
| Coefficiente di tensione non uniforme autoequilib.: | $k = \mathbf{0.65}$ |
| Valore medio della resistenza a trazione (cls): | $f_{ct,eff} = \mathbf{3.0 \text{ N/mm}^2}$ |
| Area del calcestruzzo in zona tesa: | $A_{ct} = b \times (h - x_u) = \mathbf{333600 \text{ mm}^2}$ |

progettazione ati:

| | |
|--|--|
| Massima tensione ammessa nelle armature tese: | $\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ (EC2, prospetti 7.2N, 7.3N) |
| Diametro max delle barre in trazione: | $\phi_s^* = 22 \text{ mm}$ (EC2, da prospetto 7.2N) |
| Altezza zona tesa prima della fessurazione: | $h_{cr} = h/2 = 375 \text{ mm}$ (approssimato,) |
| Diametro massimo modificato (barre tese): | $\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 30.7 \text{ mm}$ (per sezione inflessa) |
| Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1): | $A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 874 \text{ mm}^2$ |

OK - Armatura a trazione da calcolo superiore al minimo richiesto: $A_{s1,req} \geq A_{s,min}$

Arete armature tesa e compressa richieste (calcolo/minimo norme)

| | |
|--|--|
| Armature richieste da considerare (calcolo/norma): | $A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = 1812 \text{ mm}^2$ (in trazione) |
| | $A_{s2,req,eff} = 0 \text{ mm}^2$ (in compressione) |

Armature effettivamente disposte in zona tesa nella sezione larga $b = b_w$ e alta h

| | |
|---|---|
| Numero barre (base) a compressione in sezione: | $n_{min,c} = 5$ |
| Diametro barre (base) in compressione: | $\phi_{min,c} = 22 \text{ mm}$ |
| Numero barre (aggiuntive) a compressione: | $n_{max,c} = 0$ |
| Diametro barre (aggiuntive) in compressione: | $\phi_{max,c} = 22 \text{ mm}$ |
| Barre di armatura compressa disposta ($A_{s2,prov}$): | 5ϕ22 (diffusa) + 0ϕ22 (spezzoni) |
| Area armature (effettive) in zona compressa: | $A_{s2,prov} = 1900 \text{ mm}^2$ |
| Numero barre (base) a trazione in sezione: | $n_{min} = 5$ |
| Diametro barre (base) a trazione: | $\phi_{min} = 22 \text{ mm}$ |
| Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione: | $n_{max} = 0$ |
| Diametro barre (aggiuntive) a trazione: | $\phi_{max} = 22 \text{ mm}$ |
| Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$): | 5ϕ22 (diffusa) + 0ϕ22 (spezzoni) |
| Area armature (effettive presenti) in zona tesa: | $A_{s,prov} = 1900 \text{ mm}^2$ |
| Momento resistente SLU/SLV: | $M_{Rd} = Z \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 490.2 \text{ kNm}$ $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.954 < 1$ |

OK - Armatura disposta in trazione sufficiente

| | |
|---|--|
| Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N): | $A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 1212 \text{ mm}^2$ |
| Area max di armatura tesa (EC2, p.to 9.2.1.1(3)): | $A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 30000 \text{ mm}^2$ |

OK - Armatura tesa compresa entro i limiti: $A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

Minimi quantitativi di armatura tesa per piastre piene (NTC p.to 4.1.6.1, EC2 p.to 9.3.1 – 9.2.1.1(1) e (3))

| | |
|--|---|
| Larghezza media della zona tesa: | $b_t = b_w = 1000 \text{ mm}$ |
| Area armatura minima (piastra): | $A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 1212 \text{ mm}^2$ |
| Area sezione trasversale calcestruzzo: | $A_c = b_w \times h = 750000 \text{ mm}^2$ |
| Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni): | $A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = 30000 \text{ mm}^2$ |
| Area armature (effettive presenti) in zona tesa: | $A_{s,prov} = 1900 \text{ mm}^2$ |

OK - Armatura tesa entro i limiti: $A_{s,min,pl} \leq A_{s,prov} < A_{s,max,pl}$

progettazione ati:

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

| | |
|--|---|
| Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): | $M_{QP} = 151.5$ kNm |
| Sollecitazione flettente (comb. frequente): | $M_{FR} = 200.3$ kNm |
| Sollecitazione flettente (comb. rara): | $M_{RA} = 216.6$ kNm |
| Resistenza a compressione cls (comb. rara): | $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15) |
| Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): | $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16) |
| Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): | $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17) |
| Altezza effettiva sezione inflessa: | $h = 750$ mm |
| Larghezza sezione inflessa: | $b = 1000$ mm |
| Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso: | $d_2 = 56$ mm |
| Armatura superiore compressa (presente): | $A_f' = A_{s2,prov} = 1900$ mm ² |
| Armatura inferiore tesa (presente): | $A_f = A_{s,prov} = 1900$ mm ² |
| Coefficiente di omogenizzazione: | $n_- = 15$ |
| Parametro "a ₁ " (posizione): | $a_1 = n_- \times (A_f' + A_f) / b = 57$ mm |
| Parametro "e ₁ " (posizione): | $e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = 1425000$ mm ³ |
| Parametro "c ₁ " (posizione): | $c_1 = n_- \times (A_f' + A_f)^2 = 216600000$ mm ⁴ |
| Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.): | $y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = 157$ mm |
| Tensione massima cls compresso (comb. rara): | $\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_- \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2)/y] = 3.48$ N/mm ² |
| Tensione massima acciai tesi (comb. rara): | $\sigma_{s,RA} = n_- \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = 177.91$ N/mm ² |
| Tensione massima cls compresso (comb. QP): | $\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 2.43$ N/mm ² |
| Tensione massima cls compresso (comb. FR): | $\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 3.22$ N/mm ² |
| Risulta, quindi: | $\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.494$ " <= 1 " |
| | $\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.169$ " <= 1 " |
| | $\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.181$ " <= 1 " |

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

| | |
|---|--|
| Max apertura fessure (comb. quasi-permanente): | $w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4) |
| Max apertura fessure (comb. frequente): | $w_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4) |
| Larghezza della sezione: | $b = 1000$ mm |
| Posizione asse neutro (elastico) | $x = 157$ mm (da lembo compresso) |
| Altezza effettiva dell'area di cls in trazione: | $h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = 140$ mm (EC2, p.to 7.3.2(3)) |
| Area barre disposte in zona tesa: | $A_{s,prov} = 1900$ mm ² |
| Area barre disposte in zona compressa: | $A_{s2,prov} = 1900$ mm ² |
| Copriferro armature longitudinali: | $c = c_{nom} = 45$ mm |
| Momento in combinazione quasi-permanente: | $M_{QP} = 151.5$ kNm |
| Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU: | $R_{PL_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = 0.32$ |

progettazione ati:

| | |
|---|---|
| Tensione di esercizio QP nelle armature tese: | $\sigma_{s_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_QP} = 121 \text{ N/mm}^2$ |
| Momento in combinazione rara: | $M_{FR} = 200.3 \text{ kNm}$ |
| Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU: | $R_{PL_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = 0.43$ |
| Tensione di esercizio FR nelle armature tese: | $\sigma_{s_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_FR} = 160 \text{ N/mm}^2$ |
| Valore medio della resistenza a trazione del cls: | $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.0 \text{ N/mm}^2$ (valore di trazione efficace) |
| Modulo di elasticità secante del cls: | $E_{cm} = 33346 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo di elasticità acciaio: | $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ |
| Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls): | $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.00$ |
| Diametro (equivalente) armature longitudinali tese: | $\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = 22 \text{ mm}$ |
| Area effettiva del cls in trazione: | $A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = 140000 \text{ mm}^2$ |
| Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10): | $\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = 0.014$ |
| Fattore di durata del carico: | $k_t = 0.6$ (EC2, p.to 7.3.4(2)) |
| Coefficiente aderenza armature: | $k_1 = 0.2$ (EC2, p.to 7.3.4(3)) |
| Coefficiente di distribuzione deformazioni: | $k_2 = 0.5$ (EC2, p.to 7.3.4(3)) |
| Coefficiente k_3 : | $k_3 = 3.4$ (EC2, p.to 7.3.4(3)) |
| Coefficiente k_4 : | $k_4 = 0.425$ (EC2, p.to 7.3.4(3)) |
| Spaziatura barre tese disposte: | $s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = 200 \text{ mm}$ |
| Spaziatura armatura aderente $> 5 \times (C_{nom} + \phi_{eq}/2)$?: | "no" |
| Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11): | $s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = 205 \text{ mm}$ |
| Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14): | $s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = 770 \text{ mm}$ |
| Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore: | $s_{r,max} = 205 \text{ mm}$ |
| Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8): | $W_{k_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_QP} / E_s]$ |
| | $W_{k_QP} = 0.07 \text{ mm}$ |
| Risulta, per combinazione quasi-permanente: | $W_{k_QP} \leq W_{k,max_QP}$ |

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK

Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione frequente (EC2, eq.7.8):

| | |
|--------------------------------------|---|
| | $W_{k_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_FR} / E_s]$ |
| | $W_{k_FR} = 0.10 \text{ mm}$ |
| Risulta, per combinazione frequente: | $W_k \leq W_{k,max_FR}$ |

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK

progettazione ati:

10.6 Verifica platea (mensola tozza)

10.6.1 Modello di calcolo adottato

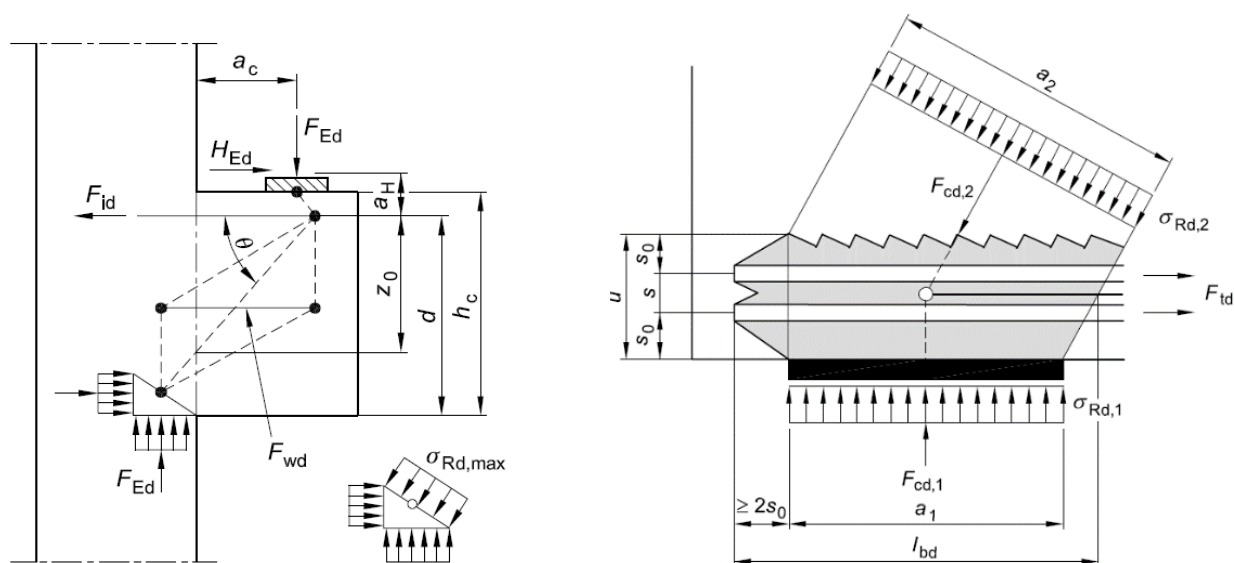
Per il caso in oggetto, ci si trova di fronte alla condizione che l'aggetto della platea ($L = 2.20$ m) risulta minore di 2 volte l'altezza del dado di fondazione ($2 \times H = 3.60$ m). Si considera quindi il meccanismo resistente di "mensola tozza". A tal proposito, si considera un'impronta di carico pari ad una sezione quadrata equivalente all'area del palo di estremità che risulta maggiormente sollecitato a compressione e a taglio. La biella convenzionale di calcestruzzo compressa (del modello tirante-puntone) presenta quindi una sezione trasversale quadrangolare $a_2 \times l_{eq}$ la cui larghezza trasversale (a_2) dipenderà dalla sua inclinazione θ all'equilibrio (funzione della geometria della soletta e dei pali) e dal diametro del palo stesso. Si considerano i due pali di estremità equivalenti ad un solo palo (considerato fittizio nel loro baricentro geometrico in pianta) la cui azione assiale è pari alla somma del massimo carico assiale sul palo della palificata. Stesso discorso per l'azione di taglio.

10.6.2 Geometria dell'unghia della soletta di fondazione

| | |
|---|--|
| Ampiezza sbalzo da filo parete elevazione: | $a = 2200$ mm |
| Diametro pali scelti: | $\phi = 450$ mm |
| Dimensione lato quadrato equivalente sez. palo: | $l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{(\pi)} = 398.8$ mm (per impronta di carico equivalente) |
| Dimensione impronta carico (equivalente): | $a_1 = l_{eq} = 399$ mm |
| Interasse pali (dir. x-x e y-y): | $i = 3 \times \phi = 1350$ mm |
| Ampiezza mensola tozza (interasse pali): | $b = i = 1350$ mm (si considera la fascia interessata da 1 palo) |
| Larghezza biella convenzionale compressa: | $b_w = l_{eq} = 399$ mm (quadrato di area equivalente alla sez. del palo) |
| Altezza (costante) della soletta di fondazione: | $h_c = 1800$ mm |

10.6.3 Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005

Schemi di calcolo indicati nel corpo degli Eurocodici, presi in considerazione nel modello di calcolo adottato nella presente relazione di calcolo.



progettazione ati:

10.6.4 Caratteristiche di progetto

Caratteristiche del materiale calcestruzzo

| | |
|---|---|
| Resistenza caratteristica a compressione: | $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ |
| Fattore parziale di sicurezza – Tabella 2.1N: | $\gamma_c = 1.5$ |
| Coefficiente di compressione cls – cl.3.1.6(1): | $\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, p.to 4.1.2.1.1) |
| Resistenza di progetto a compressione - eq.3.15: | $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.3) |
| Nodo compresso, fattore k_1 – cl.6.5.4(4)a): | $k_1 = 1.00$ |
| Nodo compresso/teso, fattore k_2 – cl.6.5.4(4)b): | $k_2 = 0.85$ |
| Nodo compresso/teso, fattore k_3 – cl.6.5.4(4)c): | $k_3 = 0.75$ |
| Fattore riduttivo di resistenza – cl.6.5.2(2): | $\psi' = [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.90$ |

Dettagli armature

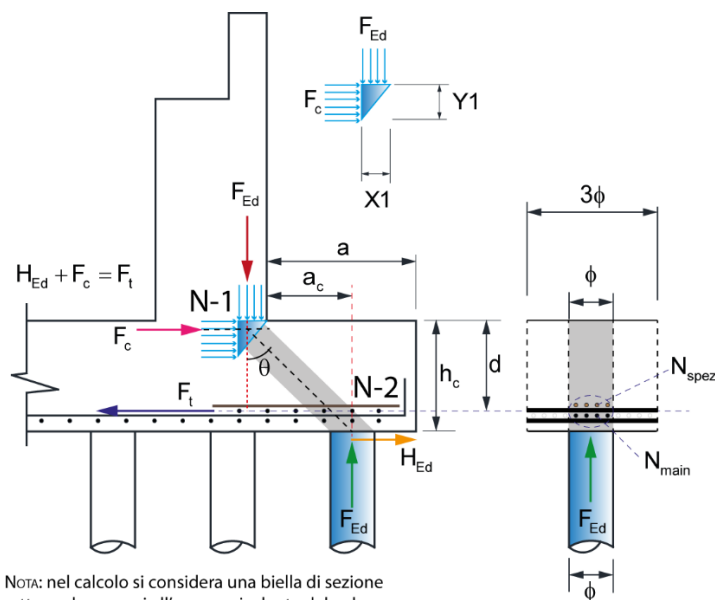
| | |
|--|--|
| Resistenza caratteristica a snervamento: | $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ |
| Fattore parziale di sicurezza – Tab. 2.1N: | $\gamma_s = 1.15$ |
| Tensione di progetto armature: | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.5) |

Carico su palo di estremità più sollecitato (SLU/SLV)

Tra le due combinazioni di carico SLV e SLU si considera quella la cui somma a trazione $F_{Ed} + H_{Ed}$ (da assorbire alle armature tese del modello tirante-puntone) risulta maggiore (singolo palo con $N = 458.6 \text{ kN}$ e $V = 137.8 \text{ kN}$, per SLV_03 con N_{max}):

| | |
|--|--|
| Forza assiale trasmessa dal palo: | $F_{Ed} = 917.2 \text{ kN}$ (fittizio con $2 \times N$) |
| Forza di taglio agente in testa al palo: | $H_{Ed} = 275.6 \text{ kN}$ (fittizio con $2 \times V$) |
| Distanza asse palo (F_{Ed}) da filo parete elevazione: | $a_c = 1000 \text{ mm}$ (si veda schema in basso) |

Schema di calcolo, adattato dal modello "Struct and Ties"



progettazione ati:

10.6.5 Armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali)

| | |
|--|---|
| Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione: | $i_{main} = 200$ mm |
| Diametro barre longitudinali (filanti) a trazione: | $\phi_{main} = 25$ mm |
| Diametro ferri di ripartizione (direz. perpendic.): | $\phi_{main,rip} = 25$ mm |
| Diametro barre longitudinali (spezzoni) a trazione: | $\phi_{spez} = 25$ mm |
| Diametro distanziatori (secondo strato rinforzo): | $d_{dist} = \phi_{spez} = 25$ mm |
| Interasse barre longitudinali (spezzoni) a trazione: | $i_{spez} = 200$ mm |
| Numero di barre filanti in trazione in b_w : | $N_{main} = b_w / i_{main} = 2.0$ |
| Numero di spezzoni in trazione in b_w : | $N_{spez} = b_w / i_{spez} = 2.0$ |
| Area armatura effettivamente in trazione: | $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times \phi_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times \phi_{spez}^2 / 4 = 1958$ mm ² |
| Copriferro nominale (armature più esterne): | $C_{nom} = 60$ mm |
| Copriferro effettivo armature a trazione (tirante): | $C_{nom,eff} = C_{nom} + D_{main,rip} = 92$ mm |
| Distanza baricentro strati barre a trazione dal baricentro del primo strato di barre tese più esterne: | $\Delta X_D = \min(D_{main}, D_{spez}) \times (D_{main}/2 + d_{dist} + D_{spez}/2) / (D_{main} + D_{spez}) = 24$ mm |
| Altezza utile da baricentro barre a trazione: | $d = h_c - C_{nom,eff} - \Delta X_D = 1684$ mm |
| Distanza baric. barre da superficie appoggio plinto: | $d_1 = C_{nom,eff} + \Delta X_D = 116$ mm |

Nodo N-1 - reazioni vincolari interne convenzionali

| | |
|--|--|
| Fattore di riduzione di tensione – cl.6.5.2(2): | $\nu' = 0.86$ |
| Tensioni nei nodi compressi, cl.6.5.4.(4)a: | $\sigma_{1Rd} = k_1 \times \nu' \times f_{cd} = 17.06$ N/mm ² |
| Larghezza reazione biella compressa verticale: | $X1 = F_{Ed} / (\sigma_{1Rd} \times b_w) = 134.8$ mm |
| Semilarghezza reazione biella verticale per N-1: | $X1 / 2 = 67.4$ mm |
| Equilibrio momenti rispetto al polo A: | $M_a = F_c \times (d - Y1 / 2) = F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + H_{Ed} \times d_1$ |
| Sostituzione della funzione: | $F_c = Y1 \times \sigma_{1Rd} \times b_w$ |
| Costanti dell'equazione quadratica (equilibrio momenti): | $C1 = b_w \times \sigma_{1Rd}$ |
| | $C2 = 2 \times b_w \times \sigma_{1Rd} \times d$ |
| | $C3 = 2 \times F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + 2 \times H_{Ed} \times d_1$ |
| Risolvendo su Y1 (altezza del vincolo interno): | $Y1 = - (C2 + (C2^2 - 4 \times C1 \times C3)^{1/2}) / (2 \times C1) = 90.7$ mm |
| Altezza verticale dell'impronta vincolare in N-1: | $Y1 / 2 = 45.4$ mm |

Angolo di inclinazione della biella convenzionale compressa

$$\theta = \text{atan}((d - Y1 / 2) / (a_c + X1 / 2)) = 56.9^\circ$$

$$\tan(\theta) = 1.53$$

NOTA - L'angolo θ rientra nel limite $1.00 \leq \tan(\theta) \leq 2.50$

Braccio di leva a flessione (modello "tirante-puntone")

| | |
|--------------------------|----------------------------|
| Braccio di leva interno: | $z = d - Y1 / 2 = 1638$ mm |
|--------------------------|----------------------------|

Verifica tensione di compressione della biella compressa nel nodo N-2

progettazione ati:

| | |
|---|---|
| Reazione vincolare interna orizzontale in N-1: | $F_c = Y1 \times b_w \times \sigma_{1Rd} = \mathbf{617.1 \text{ kN}}$ |
| Forza vincolare lungo la biella compressa: | $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = \mathbf{1105.3 \text{ kN}}$ |
| Secondo Fig.6.27 in EC2, si ha: | $u = 2 \times (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = \mathbf{232 \text{ mm}}$ |
| Larghezza della biella compressa – Fig.6.27, EC2: | $a_2 = a_1 \times \sin(\theta) + u \times \cos(\theta) = \mathbf{461 \text{ mm}}$ |
| Tensione nella biella convenzionale compressa: | $\sigma_{str} = F_{str} / (a_2 \times b_w) = \mathbf{6.01 \text{ N/mm}^2}$ |
| Tensione di sicurezza – cl.6.5.4(4) b): | $\sigma_{2Rd} = k_3 \times v' \times f_{cd} = \mathbf{12.79 \text{ N/mm}^2}$ |

OK - La tensione nella biella di cls rientra nel limite massimo

Verifica a schiacciamento biella convenzionale compressa

| | |
|---|--|
| Altezza plinto di fondazione nella sezione per F_{Ed} : | $h_a = h_c = \mathbf{1800 \text{ mm}}$ |
| Distanza effettiva barre nella sezione per F_{Ed} : | $d_a = h_a - (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = \mathbf{1684 \text{ mm}}$ |
| Compressione assiale per sforzo normale nel cls: | $\sigma_{cp} = -H_{Ed} / (b_w \times h_a) = \mathbf{-0.38 \text{ N/mm}^2}$ |
| Coefficiente di compressione - cl.6.2.3(3): | $\alpha_{cw} = \mathbf{1.000}$ |
| Fattore di riduzione resistenza a taglio: | $v_1 = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = \mathbf{0.516}$ |
| Forza vincolare lungo la biella compressa: | $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = \mathbf{1105.3 \text{ kN}}$ |
| Massima resistenza a schiacciamento – cl.6.2.3(2): | $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = \mathbf{3058.4 \text{ kN}}$ |

OK - La forza di compressione nella biella è minore del limite a schiacciamento

Forza di trazione nelle barre portanti (modello tirante-puntone)

| | |
|--|---|
| Dall'equilibrio alla traslazione orizzontale: | $F_t = F_c + H_{Ed} = \mathbf{892.7 \text{ kN}}$ |
| Controllo quantitative armature a trazione (tirante) | |
| Quantitativo minimo di area di barre a trazione: | $A_{s,main,min} = F_t / f_{yd} = \mathbf{2281 \text{ mm}^2}$ |
| Quantitativo di armatura effettiva disposta: | $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times D_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times D_{spez}^2 / 4 = \mathbf{2662 \text{ mm}^2}$ |
| Rapporto quantitativi di armatura (portante): | $R_{steel} = A_{s,main,min} / A_{s,main} = \mathbf{0.857}$ |

OK - Quantitativo di armatura tesa disposta sufficiente

Verifica massimi interessi armature diffuse - EC2 p.to 9.3.1.1(3)

| | |
|---|--|
| Altezza (costante) della soletta di fondazione: | $h_c = \mathbf{1800 \text{ mm}}$ |
| Passo massimo armature diffuse principali: | $s_{max,slabs,p} = \min(2 \times h_c, 250 \text{ mm}) = \mathbf{250 \text{ mm}}$ |
| Passo massimo armature diffuse secondarie: | $s_{max,slabs,s} = \min(3 \times h_c, 400 \text{ mm}) = \mathbf{400 \text{ mm}}$ |
| Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione: | $i_{main} = \mathbf{200 \text{ mm}}$ |
| Interasse barre longitudinali secondarie: | $i_{rip} = \mathbf{200 \text{ mm}}$ |

OK - Massimi interessi armature diffuse rispettati

Riepilogo armature disposte (diffuse e concentrate)

| | |
|--|---|
| Diametro armatura diffusa portante: | $\phi_{main} = \mathbf{25 \text{ mm}}$ |
| interasse armature diffusa portante: | $i_{main} = \mathbf{200 \text{ mm}}$ |
| Diametro armatura diffusa secondaria: | $\phi_{main,rip} = \mathbf{25 \text{ mm}}$ (ripartitori) |
| Interasse armatura diffusa secondaria: | $i_{rip} = \mathbf{200 \text{ mm}}$ (interasse ripartitori) |
| Diametro distanziatori (strati armature aggiuntive): | $d_{dist} = \phi_{spez} = \mathbf{25 \text{ mm}}$ |

progettazione ati:

Diametro barre portanti aggiuntive (spezzoni): $\phi_{\text{spez}} = \mathbf{25}$ mm
Interasse barre portanti aggiuntive (spezzoni): $i_{\text{spez}} = \mathbf{200}$ mm
Numero spezzoni da calcolo (effettivi reagenti): $N_{\text{spez}} = \mathbf{2.0}$ (per palo)
Numero spezzoni aggiuntivi disposti (singolo palo): $N_{\text{spez,eff}} = \mathbf{2\phi25}$

progettazione ati:

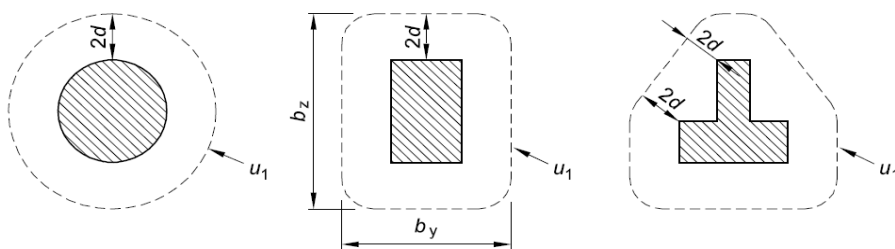
10.7 Verifica platea (punzonamento su palo)

10.7.1 Modello di calcolo adottato

Si considera un'impronta di carico pari ad una sezione quadrata equivalente all'area del palo di estremità che risulta maggiormente sollecitato a compressione e a taglio. Quale struttura punzonata è stata assunta la fondazione base del plinto su cui è innestata la palificata della spalla/pila. Il palo maggiormente sollecitato viene quindi assunto quale pilastro punzonante e il plinto di fondazione su pali quale soletta punzonata. Per semplicità e sicurezza, nella risultante complessiva dell'azione di punzonamento verrà trascurato il contributo del peso di volume di terreno imbarcato, considerando di fatto solo le sollecitazioni dei pali, ma non interessati dal meccanismo resistente di "mensola tozza" (la cui trattazione è a parte). La situazione più sfavorevole è relativa alla fila interna di pali (due pali d'angolo).

10.7.2 Colonna rettangolare interna (palo equivalente) con carico eccentrico rispetto a uno degli assi

| | |
|--|--|
| Diametro palo scelto: | $\phi = 450$ mm |
| Lato pilastro equivalente al palo (sez. quadrata): | $l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{\pi} = 398.8$ mm |
| Dimensione colonna parallela eccentricità carico: | $c_1 = l_{eq} = 399$ mm |
| Dim. colonna perpendicolare eccentricità carico: | $c_2 = l_{eq} = 399$ mm |
| Altezza utile (media) su armature tese: | $d = 1700$ mm |
| Momento di progetto in testa al palo: | $M_{Ed} = 215.0$ kNm (dovuto all'azione di taglio in testa) |
| Forza di progetto assiale punzonante: | $V_{Ed} = 458.6$ kN (max carico assiale palo, SLV_03 con N_{max}) |
| Perimetro di controllo di base: | $u_1 = c_1 \times 2 + c_2 \times 2 + 4 \times \pi \times d = 22958$ mm (vedere schema in basso) |
| Fattore di distribuzione del taglio punzonante: | $W_1 = c_1^2/2 + c_1 \times c_2 + 4 \times c_2 \times d + 16 \times d^2 + 2 \times \pi \times d \times c_1 = 53450190$ mm ² |
| Coeff. di sbilancio momento (EC2, Tabella 6.1): | $k = 0.60$ |
| Fattore di eccentricità (EC2, eq. 6.39): | $\beta = 1 + (k \times M_{Ed} / V_{Ed}) \times (u_1 / W_1) = 1.12$ |



10.7.3 Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente

| | |
|---|---|
| Resistenza caratteristica calcestruzzo: | $f_{ck} = 25$ N/mm ² |
| Fattore parziale resistenza calcestruzzo: | $\gamma_c = 1.50$ |
| larghezza della colonna (equivalente) in dir. y: | $b_y = c_1 = 399$ mm |
| larghezza della colonna (equivalente) in dir. z: | $b_z = c_2 = 399$ mm |
| Altezza utile (media) effettiva del plinto: | $d = 1700$ mm |
| Fattore di eccentricità: | $\beta = 1.12$ |
| Tipo colonna: "interno", di "bordo", di "angolo": | $C_{type} = \text{"angolo"}$ |
| "Offset" da bordo (0 se colonna interna): | $x = 600$ mm |
| Perimetro del palo/pilastro equivalente: | $u_{0str} = \text{"min (3 \times d, b_y + b_z)"}$ |

progettazione ati:

$u_0 = 798 \text{ mm}$

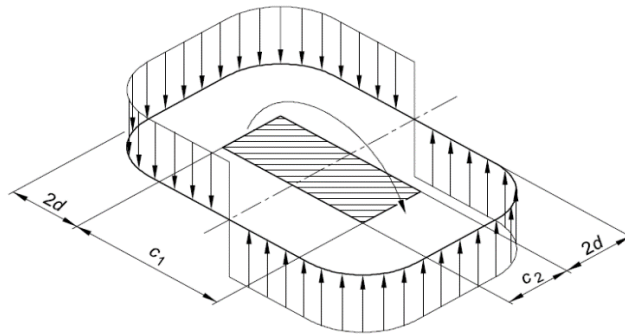
Tensione di progetto di punzonamento (eq. 6.38): $V_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_0 \times d) = \mathbf{0.379 \text{ N/mm}^2}$

Resistenza di progetto a compressione cls: $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = \mathbf{14 \text{ N/mm}^2}$

Fattore di riduzione della resistenza: $v = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = \mathbf{0.54}$

Massima resistenza tensione di punzonamento: $V_{Rd,max} = 0.5 \times v \times f_{cd} = \mathbf{3.71 \text{ N/mm}^2}$

OK - La tensione di progetto a punzonamento a filo pilastro/palo è minore della tensione resistente di punzonamento



10.7.4 Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza 2d

Area dell'acciaio teso in direzione y: $A_{sly} = \mathbf{2262 \text{ mm}^2/\text{m}}$

Area dell'acciaio teso in direzione z: $A_{slz} = \mathbf{2262 \text{ mm}^2/\text{m}}$

Distanza di controllo da filo pilastro: $2 \times d = \mathbf{3400 \text{ mm}}$

Perimetro di controllo di base a distanza 2d: $u_1 = \mathbf{"b_y + b_z + \pi \times d / 2"}$

$u_1 = 3468 \text{ mm}$

Tensione di progetto a punzonamento (eq. 6.38): $V_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_1 \times d) = \mathbf{0.087 \text{ N/mm}^2}$

Rapporto di armatura in dir. y sull'altezza utile: $\rho_{ly} = A_{sly} / d = \mathbf{0.001}$

Rapporto di armatura in dir. z sull'altezza utile: $\rho_{lz} = A_{slz} / d = \mathbf{0.001}$

Tasso effettivo di armatura a trazione: $\rho_l = \min(\sqrt{[\rho_{ly} \times \rho_{lz}]}, 0.02) = \mathbf{0.001}$

Tensione nel conglomerato: $C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = \mathbf{0.120 \text{ N/mm}^2}$

Coefficiente k: $k = \min(1 + \sqrt{[200 \text{ mm} / d]}, 2) = \mathbf{1.343}$

Valore minimo della tensione di taglio (eq. 6.3N): $v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times \sqrt{[f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2]} = \mathbf{0.288 \text{ N/mm}^2}$

Tensione resistente senza armature (eq. 6.47): $V_{Rd,c} = \max(v_{min}, C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{1/3}) = \mathbf{0.288 \text{ N/mm}^2}$

OK - La tensione di progetto a punzonamento è minore della resistenza a punzonamento

progettazione ati:

10.8 Verifica parete di elevazione

10.8.1 Modello di calcolo

Si considerano due schemi di calcolo: la sezione resistente allo spiccato dal plinto di fondazione (verifica a presso-flessione deviata su sezione resistente a "C") e verifica a flessione e taglio – in sola condizione SLV - della sezione resistente dei soli due speroni, costituiti dalle pareti di risvolto. Si considerano le sollecitazioni maggiormente gravose per i due schemi di calcolo. Lo schema di calcolo con sezione resistente dei soli speroni massimizza le armature di estremità sugli spigoli in corrispondenza dei muri di risvolto, per azioni sismiche di ribaltamento. Viene considerata direttamente la combinazione maggiormente gravosa di spinta delle terre in condizioni sismiche (incremento alla Wood da spinta iniziale "a riposo") con scarico delle azioni orizzontali sismiche (longitudinali e trasversali) da parte dell'impalcato.

10.8.2 Dati di progetto

Si adottano i seguenti dati:

| | |
|---|--|
| Peso specifico terreni (imbarcati): | $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ |
| Angolo di attrito dei terreni (imbarcati): | $\varphi = 35^\circ$ |
| Coefficiente di spinta "a riposo": | $k_0 = 1 - \sin(\varphi) = 0.426$ |
| Sovraccarico in superficie (caratteristico): | $Q_k = 20.00 \text{ kN/m}^2$ |
| Fattore S_S : | $S_S = 1.173$ |
| Fattore S_T : | $S_T = 1.200$ |
| Fattore β_m : | $\beta_m = 1.00$ (strutture rigide fondate su pali) |
| Fattore a_g (adimensionale): | $a_g/g = 0.225$ |
| Coefficiente di spinta sismica orizzontale: | $k_h = a_g/g \times \beta_m \times S_S \times S_T = 0.317$ |
| Altezza verticale da testa pali a testa paraghiaia: | $h_{\text{wall}} = 723 \text{ cm}$ da geometria spalla più sollecitata (M + N + O) |

progettazione ati:

Taglio sismico terreni (complessivo longitudinale): $F_{\text{terre,sisma, LONG}} = F_{\text{k,ripos, LONG}} + \Delta F_{\text{k,sisma, LONG}} = \mathbf{6874 \text{ kN}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione long.): $M_{\text{Ed,sisma, LONG}} = (h_{\text{wall}}/3) \times F_{\text{k,ripos, LONG}} + (h_{\text{wall}}/2) \times \Delta F_{\text{k,sisma, LONG}} = \mathbf{21947 \text{ kNm}}$

Spinte sismiche terreni → 30% direzione trasversale (sui due muri di risvolto)

Larghezza interna parete di risvolto: $L_{\text{long}} = \mathbf{860 \text{ cm}}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Spinta “a riposo” (statica): $F_{\text{k,ripos, TRASV}} = 0.5 \times \sigma_{\text{p,max}} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{1725 \text{ kN}}$
 Incremento taglio trasversali terreni: $\Delta F_{\text{k,sisma, TRASV}} = 2 \times [0.30 \times (L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} \times \Delta \sigma_{\text{wood}})] = \mathbf{1920 \text{ kN}}$

Taglio sismico terreni (complessivo trasversale): $F_{\text{terre,sisma, TRASV}} = F_{\text{k,ripos, TRASV}} + \Delta F_{\text{k,sisma, TRASV}} = \mathbf{3646 \text{ kN}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione trasv.): $M_{\text{Ed,sisma, TRASV}} = (h_{\text{wall}}/3) \times F_{\text{k,ripos, TRASV}} + (h_{\text{wall}}/2) \times \Delta F_{\text{k,sisma, TRASV}} = \mathbf{11100 \text{ kNm}}$

Inerzie muri, pareti in c.a. e terreno imbarcato

Inerzia plinto di fondazione (a detrarre): $F_{\text{inerzia, plinto}} = \mathbf{3160.5 \text{ kN}}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Inerzia complessiva spalle+plinto+terreno imbarc.: $F_{\text{tot, spalla}} = \mathbf{5137 \text{ kN}}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Inerzia pareti c.a. in direzione longitudinale (100%): $F_{\text{inerzia, LONG}} = F_{\text{tot, spalla}} - F_{\text{inerzia, plinto}} = \mathbf{1977 \text{ kN}}$ (allo spiccato sez. “C”)
 Decremento di peso sismico verticale (basso-alto): $\Delta N_{\text{Ed,sisma, vert}} = 0.5 \times F_{\text{inerzia, LONG}} = \mathbf{988 \text{ kN}}$ (in modulo)
 Inerzia pareti c.a. in direzione trasversale (30%): $F_{\text{inerzia, TRASV}} = 0.30 \times F_{\text{inerzia, LONG}} = \mathbf{593 \text{ kN}}$
 Valore quota baricentro pareti elevazione: $\zeta = \mathbf{0.402}$ per unità di altezza h_{wall} (da geometria spalla più sollecitata)
 Momento flettente allo spiccato (inflexione long.): $M_{\text{Ed, inerzia, long}} = \zeta \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{inerzia, LONG}} = \mathbf{5745 \text{ kNm}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione trasv.): $M_{\text{Ed, inerzia, trasv}} = \zeta \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{inerzia, TRASV}} = \mathbf{1723 \text{ kNm}}$

Spinte statiche dei terreni (valori caratteristici)

Taglio longitudinale per sovraccarico di superficie: $F_{\text{Q,k, LONG}} = \sigma_{0,p} \times L_{\text{trasv}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{740 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Taglio trasversale per sovraccarico di superficie: $F_{\text{Q,k, TRASV}} = \sigma_{0,p} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{530 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Taglio per spinta “a riposo” longitudinale: $F_{\text{k,ripos, LONG}} = 0.5 \times \sigma_{\text{p,max}} \times L_{\text{trasv}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{2407 \text{ kN}}$ (val. caratteristico)
 Taglio per spinta “a riposo” trasversale: $F_{\text{k,ripos, TRASV}} = 0.5 \times \sigma_{\text{p,max}} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{1725 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Momento per spinte complessive longitudinali: $M_{\text{Ed,k, long, terre}} = 0.5 \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{Q,k, LONG}} + (h_{\text{wall}}/3) \times F_{\text{k,ripos, LONG}} = \mathbf{8477 \text{ kNm}}$ (spinta costante e triangolare)
 Momento per spinte complessive trasversali: $M_{\text{Ed,k, trasv, terre}} = 0.5 \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{Q,k, TRASV}} + (h_{\text{wall}}/3) \times F_{\text{k,ripos, TRASV}} = \mathbf{6075 \text{ kNm}}$ (spinta costante e triangolare)

Sollecitazioni caratteristiche scaricate da impalcato (valori caratteristici)

Numero di appoggi su singola spalla: $N_{\text{app}} = \mathbf{2}$ appoggi per singola spalla
 Azione trasversale per sisma (singolo appoggio): $q_{6,H, trasv} = \mathbf{750 \text{ kN}}$
 Azione longitudinale per sisma (singolo appoggio): $q_{6,H, long} = \mathbf{950 \text{ kN}}$

progettazione ati:

| | |
|---|---|
| Taglio sismico longitudinale da impalcato (100%): | $F_{\text{impalc, LONG}} = N_{\text{app}} \times q_{6_H_long} = \mathbf{1900 \text{ kN}}$ |
| Taglio sismico trasversale da impalcato (30%): | $F_{\text{impalc, TRASV}} = 0.30 \times N_{\text{app}} \times q_{6_H_trasv} = \mathbf{450 \text{ kN}}$ |
| Altezza da appoggi a quota spiccato parete elev.: | $h_{\text{elev}} = \mathbf{4.00 \text{ m}}$ (C + D + B, da geometria spalla più sollecitata) |
| Momento sismico longitudinale (100%) impalcato: | $M_{\text{impalc, sisma, LONG}} = h_{\text{elev}} \times F_{\text{impalc, LONG}} = \mathbf{7600 \text{ kNm}}$ |
| Momento sismico trasversale (30%) impalcato: | $M_{\text{impalc, sisma, TRASV}} = h_{\text{elev}} \times F_{\text{impalc, TRASV}} = \mathbf{1800 \text{ kNm}}$ |
| Vento ponte carico, trasversale (singolo appoggio): | $q_{6_V_max, trasv} = \mathbf{700 \text{ kN}}$ (valore caratteristico) |
| Frenatura (longitudinale, singolo appoggio): | $q_{3_long} = \mathbf{150 \text{ kN}}$ (valore caratteristico) |
| Termica uniforme, longitudinale (singolo appoggio): | $q_{7_long} = \mathbf{300 \text{ kN}}$ (valore caratteristico) |
| Vento ponte carico, trasversale (totale): | $q_{6, trasv, k} = N_{\text{app}} \times q_{6_V_max, trasv} = \mathbf{1400 \text{ kN}}$ (valore caratteristico) |
| Frenatura longitudinale (totale): | $q_{3, long, k} = N_{\text{app}} \times q_{3_long} = \mathbf{300 \text{ kN}}$ (valore caratteristico) |
| Termica uniforme longitudinale (totale): | $q_{7, long, k} = N_{\text{app}} \times q_{7_long} = \mathbf{600 \text{ kN}}$ (valore caratteristico) |
| Momento complessivo vento (caratteristico): | $M_{6, trasv, k} = h_{\text{elev}} \times q_{6, trasv, k} = \mathbf{5600 \text{ kNm}}$ (trasversale) |
| Momento complessivo frenatura (caratteristico): | $M_{3, long, k} = h_{\text{elev}} \times q_{3, long, k} = \mathbf{1200 \text{ kNm}}$ (longitudinale) |
| Momento complessivo termica uniforme (caratt.): | $M_{7, long, k} = h_{\text{elev}} \times q_{7, long, k} = \mathbf{2400 \text{ kNm}}$ (longitudinale) |

Azioni verticali su spiccato parete elevazione

| | |
|---|---|
| Peso (caratteristico) elementi elevazione in c.a.: | $N_{\text{Ed, k, CLS}} = \mathbf{17333 \text{ kN}}$ (da geometria spalla più sollecitata) |
| Scarichi verticali pesi (caratteristici) impalcato: | $N_{\text{Ed, k, impalc}} = \mathbf{3500 \text{ kN}}$ (si veda somma totale scarichi sui 2 appoggi) |
| Inerzia sismica sisma verticale (basso-alto): | $\Delta N_{\text{sisma, k, cls}} = 0.5 \times k_h \times N_{\text{Ed, k, CLS}} = \mathbf{2745 \text{ kN}}$ (in modulo) |
| | $\Delta N_{\text{sisma, k, impalc}} = 0.5 \times k_h \times N_{\text{Ed, k, impalc}} = \mathbf{554 \text{ kN}}$ (in modulo) |

Azioni flettenti longitudinali per effetto dell'eccentricità degli scarichi verticali rispetto baricentro sezione a "C"

| | |
|---|--|
| Distanza baricentro G sezione "C" (da filo parete elev.): | $Y_G = \mathbf{261 \text{ cm}}$ (sezione riferita allo spiccato) |
| Distanza asse appoggi da filo parete "C": | $s_1 = \mathbf{80 \text{ cm}}$ |
| Eccentricità azioni assiali appoggi da ber. G: | $e_N = Y_G - s_1 = \mathbf{181 \text{ cm}}$ (si veda schema in figura più avanti) |
| Incremento (max) azione flettente longitudinale: | $\Delta M_{\text{long, k}} = e_N \times N_{\text{Ed, k, impalc}} = \mathbf{6335 \text{ kNm}}$ (caratteristico) |
| | $\Delta M_{\text{long, slv}} = e_N \times \Delta N_{\text{sisma, k, impalc}} = \mathbf{1003 \text{ kNm}}$ |
| Scarico massimi carichi viaggianti (caratteristico): | $F_{k, Z, viaggianti} = \mathbf{2650 \text{ kN}}$ (da azioni impalcato, non fattorizzato) |
| Incremento momento longitudinale per carichi viaggianti: | $\Delta M_{\text{long, viagg}} = e_N \times F_{k, Z, viaggianti} = \mathbf{4797 \text{ kNm}}$ |

→ Sollecitazioni SLV sullo spiccato di parete elevazione e muri di risvolto

| | |
|--|---|
| Azione assiale (compress.), con sisma verticale: | $N_{\text{Ed, sisma}} = N_{\text{Ed, k, CLS}} + N_{\text{Ed, k, impalc}} - (\Delta N_{\text{sisma, k, cls}} + \Delta N_{\text{sisma, k, impalc}}) = \mathbf{17534 \text{ kN}}$ (viene considerato il valore minimo per verifica in pressoflessione) |
| Taglio azioni longitudinali: | $V_{\text{Ed, sisma, long}} = F_{\text{terre, sisma, LONG}} + F_{\text{inerzia, LONG}} + F_{\text{impalc, LONG}} = \mathbf{10750 \text{ kN}}$ |

progettazione ati:

| | |
|---|---|
| Flessione complessiva per azioni longitudinali: | $M_{Ed,sisma,long} = M_{Ed,sisma,LONG} + M_{Ed,inerzia,long} + M_{Impalc,sisma,LONG} + \Delta M_{long,slv}$ = 36295 kNm |
| Taglio azioni trasversali: | $V_{Ed,sisma,trasv} = F_{terre,sisma,TRASV} + F_{inerzia,TRASV} + F_{Impalc,TRASV} = 4689$ kN |
| Flessione complessiva per azioni trasversali: | $M_{Ed,sisma,trasv} = M_{Ed,sisma,TRASV} + M_{Ed,inerzia,trasv} + M_{Impalc,sisma,TRASV} = 14624$ kNm |

NOTA: per sicurezza, nel computo dell'azione assiale in condizioni sismiche SLV si è considerata l'azione sismica verticale agente dal basso verso l'alto (sgravio di pesi), ma si è considerato l'incremento flettente per eccentricità dei carichi (sismici) gravanti sugli appoggi come se il sisma agisse dall'alto verso il basso ($\Delta M_{long,slv}$ considerato positivo). Ciò ai soli fini di sicurezza della verifica della sezione, volendo penalizzare il contributo favorevole dovuto alla precompressione dai carichi verticali sulla sezione resistente pressoinflessa.

→ Sollecitazioni SLU (con vento) sullo spiccatto di parete elevazione e muri di risvolto

NOTA: si considera la combinazione SLU che minimizza il valore delle compressioni assiali dovute all'azione dei carichi verticali per pesi e variabili viaggianti. In tal caso, l'azione dei venti viene considerata azione variabile principale rispetto ai carichi viaggianti sull'impalcato. In particolare, l'azione verticale del vento (ponte carico e scarico) crea generalmente una risultante verticale nulla sugli appoggi e un momento trasversale non nullo scaricato dall'impalcato sulla spalla.

| | |
|---|---|
| Scarico massimi carichi viaggianti (caratteristico): | $F_{k,Z,viaggianti} = 2650$ kN (da azioni impalcato, non fattorizzate) |
| Coefficiente per carichi variabili da traffico: | $\gamma_{Q,traffico} = 1.35$ NTC2018, tab. 5.1.V, A1) |
| Coefficiente base carichi variabili (non da traffico): | $\gamma_Q = 1.50$ (NTC2018, tab. 5.1.V, A1) |
| Coefficiente di combinazione dei carichi viaggianti: | $\psi_{02} = 0.75$ (NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 – carichi tandem) |
| Coefficiente di combinazione carichi viaggianti: | $\gamma_{Q2,traffico} = \gamma_{Q,traffico} \times \psi_{02} = 1.01$ |
| Coefficiente di combinazione variabili (non traffico): | $\gamma_{Q2} = \gamma_Q \times \psi_{02} = 1.13$ |
| Coefficiente per carichi variabili: | $\gamma_Q = 1.50$ NTC2018, tab. 5.1.V, A1) |
| Coefficiente per carichi delle spinte delle terre: | $\gamma_{G1,t} = 1.10$ (NTC2018, tab. 6.2.III, con nota a piè di tabella) |
| Coefficiente per carichi dovuti ai pesi propri e port.: | $\gamma_{G1,2} = 1.35$ (NTC2018, tab. 5.1.V) |
| Coefficiente di combinazione azioni termiche: | $\psi_{0T,2} = 0.60$ (NTC2018, tab. 5.1.VI, temperatura) |
| Azione assiale di progetto (compressione): | $N_{Ed,SLU} = \gamma_{G1,2} \times N_{Ed,k,CLS} + \gamma_{G1,2} \times N_{Ed,k,impalc} + \gamma_{Q2,traffico} \times F_{k,Z,viaggianti} = 30808$ kN |

Azione variabile principale: vento trasversale a ponte carico

| | |
|---|---|
| Azione complessiva di taglio trasversale: | $V_{Ed,SLU,TRASV} = \gamma_{G1,t} \times (F_{Q,k,TRASV} + F_{k,riposo,TRASV}) + \gamma_Q \times Q_{6,trasv,k} = 4581$ kN |
| Azione complessiva di taglio longitudinale: | $V_{Ed,SLU,LONG} = \gamma_{G1,t} \times (F_{Q,k,LONG} + F_{k,riposo,LONG}) + \gamma_Q \times \gamma_{Q,traffico} \times Q_{3,long,k} + \gamma_Q \times \psi_{0T,2} \times Q_{7,long,k} = 4610$ kN |
| Momento SLU per azioni trasversali: | $M_{Ed,SLU,TRASV} = \gamma_{G1,t} \times M_{Ed,k,trasv,terre} + \gamma_Q \times M_{6,trasv,k} = 15082$ kNm |
| Momento SLU per azioni longitudinali: | $M_{Ed,SLU,LONG} = \gamma_{G1,2} \times \Delta M_{long,k} + \gamma_{G1,t} \times M_{Ed,k,long,terre} + \gamma_Q \times \gamma_{Q,traffico} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \gamma_Q \times \psi_{0T,2} \times M_{7,long,k} = 32179$ kNm |

progettazione ati:

10.8.4 Schemi di calcolo resistenti adottati

Per le verifiche delle sezioni in c.a. allo spiccatto si sono impiegati due schemi di calcolo in sicurezza che ottimizzano le armature maggiormente cimentate. Di seguito lo schema (disegni qualitativi, grandezze non in scala):

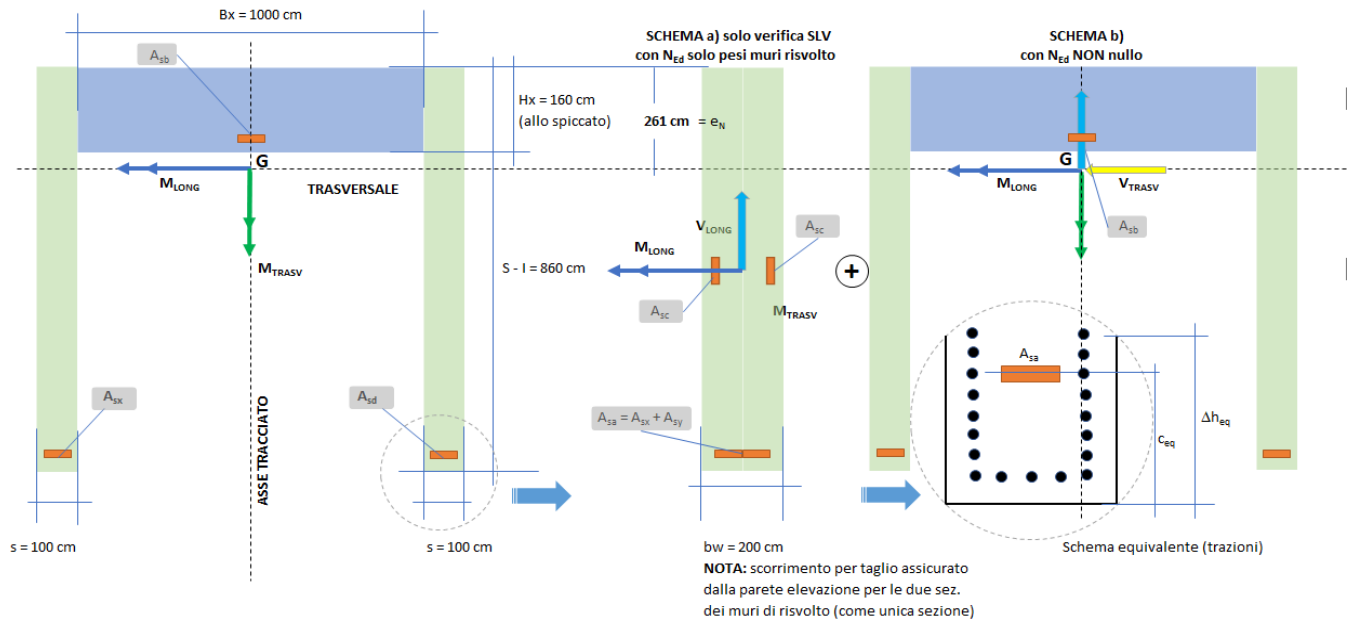


Figura 2 - Schemi resistenti adottati nella sezione allo spiccatto con l'estradosso del plinto. Schema a): flessione semplice retta ipotizzate in presenza delle sole azioni assiali dei loro pesi e in assenza del contributo a schiacciamento della sezione della parete di elevazione (asse neutro che taglia in alto la parete: zona compressa trascurata, per semplicità e sicurezza): solo per verifica SLV. Schema b): pressoflessione deviata con azione assiale effettiva (dovuta prevalentemente agli scarichi dell'impalcato). Del contributo delle pareti di risvolto si lascia solo l'azione del peso (trascurando completamente la loro inerzia flessionale). Sollecitazioni di taglio assorbite in funzione della rigidezza degli elementi costituenti la sezione complessiva a "C" resistente.

10.8.5 Sollecitazioni di calcolo nelle sezioni allo spiccatto (estradosso plinto)

Valutazione delle sollecitazioni massime tra combinazioni SLV e SLU

Si dà maggiore importanza agli effetti delle sollecitazioni sismiche. Verrà comunque verificato il caso di forza assiale minore, in concomitanza con il maggiore effetto delle azioni longitudinali, come combinazione di carico da considerare come determinante.

Minimo carico assiale di progetto: $N_{Ed,min} = \min(N_{Ed,sisma}, N_{Ed,SLU}) = 17534$ kN
 Combinazione con minimo carico assiale: "SLV"

Massimo momento longitudinale di progetto: $M_{Ed,max, LONG} = \max(M_{Ed,sisma, long}, M_{Ed,SLU, LONG}) = 36295$ kNm
 Combinazione con max momento longitudinale: $M_{Ed,sisma, long} M_{Ed,SLU, LONG}$ "SLV"

Sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,b} = 17534$ kN da comb. "SLV"
 Sollecitazione flettente azioni longitudinali: $M_{LONG} = 36295$ kNm da comb. "SLV"

progettazione ati:

Sollecitazione di taglio azioni longitudinali: $V_{LONG} = 10750$ kN da comb. "SLV"

Sollecitazione flettente azioni trasversali: $M_{TRASV} = 14624$ kNm da comb. "SLU"

Sollecitazione di taglio azioni trasversali: $V_{TRASV} = 4689$ kN da comb. "SLV"

Sollecitazioni SLE-rara (azione del vento a ponte carico come azione principale)

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,rara} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{02} \times F_{k,Z,viaggianti} = 22821$ kN

Coefficienti per combinazione rara: $\psi_{0,viagg} = 0.75$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem)

$\psi_{0,temp} = 0.60$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)

Azione flettente per azioni longitudinali: $M_{Ed,long,rara} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{0,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{0,temp} \times M_{7,long,k} = 20749$ kNm

Azione flettente per azioni trasversali: $M_{Ed,trasv,rara} = M_{Ed,k,trasv,terre} + M_{6,trasv,k} = 11675$ kNm

Sollecitazioni SLE-frequente

Coefficienti per combinazione frequente: $\psi_{1,vento} = 0.2$ (vento, NTC2018, tab. 5.1.IV)

$\psi_{2,viagg} = 0.0$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem)

$\psi_{2,temp} = 0.50$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,freq} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{2,viagg} \times F_{k,Z,viaggianti} = 20833$ kN

Azione flettente per azioni longitudinali: $M_{Ed,long,freq} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{2,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{2,temp} \times M_{7,long,k} = 16012$ kNm

Azione flettente per azioni trasversali: $M_{Ed,trasv,freq} = M_{Ed,k,trasv,terre} + \psi_{1,vento} \times M_{6,trasv,k} = 7195$ kNm

Sollecitazioni SLE-quasi permanente

Coefficienti per combinazione quasi permanente: $\psi_{2,vento} = 0.0$ (vento, NTC2018, tab. 5.1.IV)

$\psi_{2,viagg} = 0.0$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem)

$\psi_{2,temp} = 0.50$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,qperm} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{2,viagg} \times F_{k,Z,viaggianti} = 20833$ kN

Azione flettente per azioni longitudinali: $M_{Ed,long,qperm} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{2,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{2,temp} \times M_{7,long,k} = 16012$ kNm

Azione flettente per azioni trasversali: $M_{Ed,trasv,qperm} = M_{Ed,k,trasv,terre} + \psi_{2,vento} \times M_{6,trasv,k} = 6075$ kNm

10.8.6 Sollecitazioni di calcolo e dimensioni assegnate alle sezioni resistenti

Si esegue la verifica della sezione resistente a "C" (sezione misurata allo spiccato con l'estradosso del plinto) sottoposta a pressoflessione deviata e a taglio in entrambe le direzioni (trasversale e longitudinale). Per sicurezza, per dimensionare le armature longitudinali terminali degli speroni (che in condizioni sismiche, assieme ai pali, devono garantire il non ribaltamento del muro), si è utilizzato un ulteriore schema di calcolo che prevede l'entrata in carico (in condizioni di flessione retta) della sezione equivalente dei due speroni. Questa sezione equivalente viene chiamata quindi a bilanciare l'intera sollecitazione flettente longitudinale (generalmente maggiormente gravosa in condizioni sismiche), trascurando il contributo a schiacciamento

progettazione ati:

della zona della parete di elevazione dove sono collocati gli appoggi. Lo schema di verifica a) – introdotto per sicurezza – viene verificato per le sole combinazioni sismiche più gravose.

Elemento resistente: schema a): sezione equivalente dei due speroni assieme (solo per verifica SLV)

Larghezza sezione resistente inflessa: $b_{wa} = 200$ cm

Altezza sezione resistente inflessa: $h_{wa} = 860$ cm

Solo peso proprio muri di risvolto + orecchie: $N_{Mrisv,k} = 2455$ kN

Assiale ultimo: $N_{ASS} = \gamma_{G1,2} \times N_{Mrisv,k} = 3314$ kN

Momento longitudinale ultimo: $M_{LONG} = 36295$ kNm

Sollecitazione di taglio ultimo: $V_{LONG} = 10750$ kN

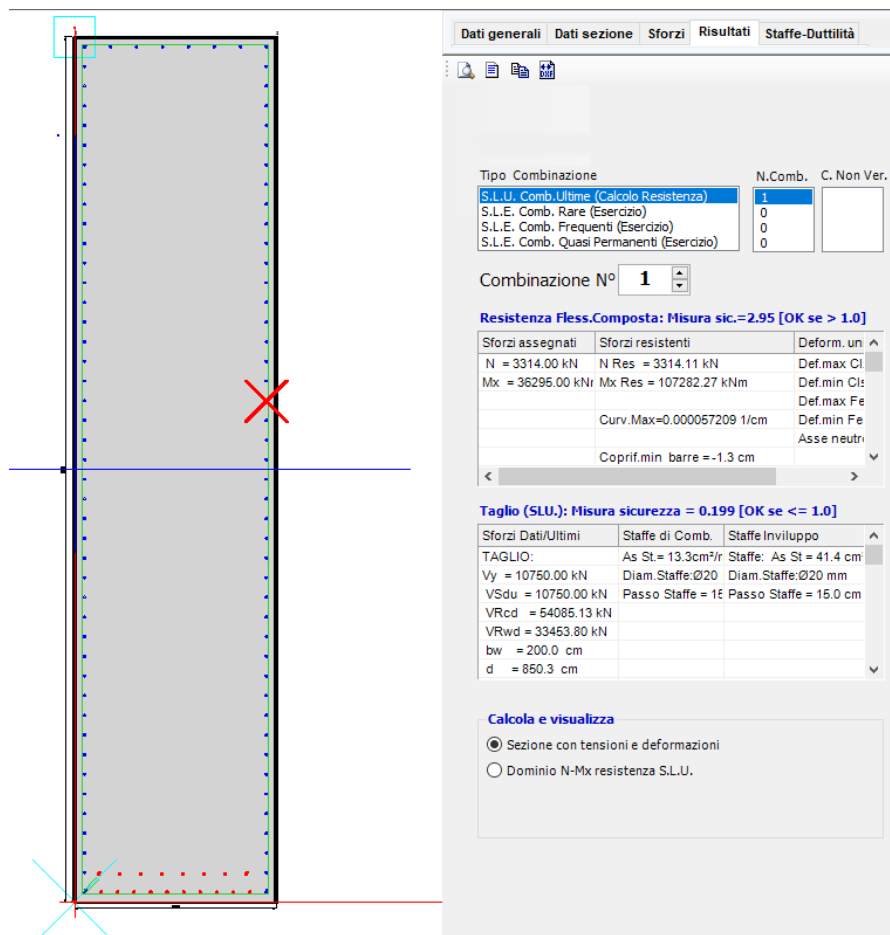


Figura 3 - Verifica SLV sezione resistente schema a): VERIFICATO - spiccato $\phi 22$ passo 20 cm + zona tesa infittita con layer interni per un totale di $24\phi 26$ (armature evidenziate in rosso). Staffe ferri esterni chiusi $\phi 20$ passo 200 cm (2 bracci resistenti).

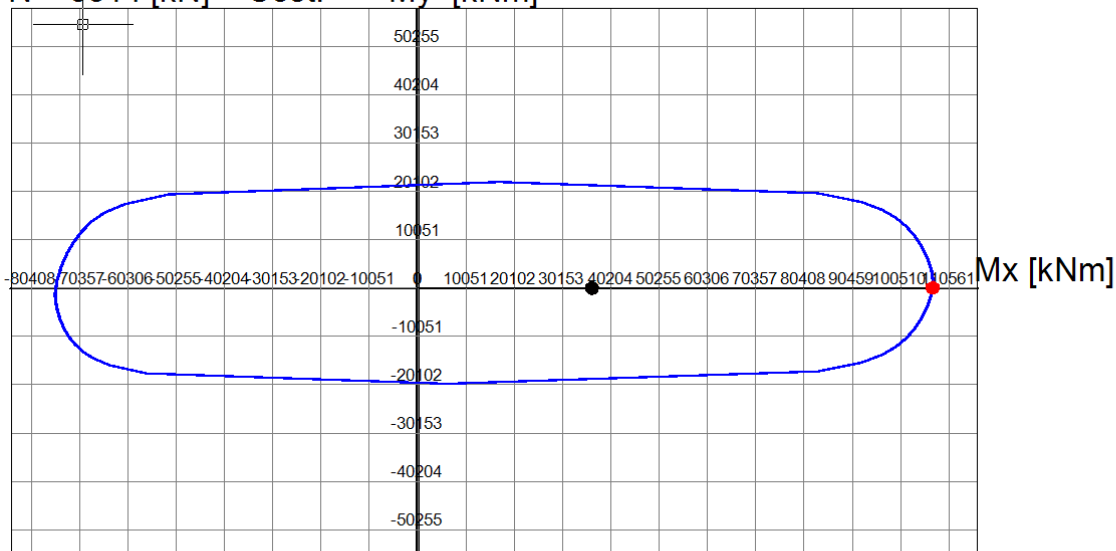
progettazione ati:

DOMINIO INTERAZIONE Mx-My (STATO LIMITE ULTIMO)

Nome Sezione: Sez_schema_A

Percorso File: C:\Users\mail neDrive\Desktop\LC_ALLA_Predim\SPICCATO PARETE ELEVAZIONE\Sez_schema_A.sez

$N = 3314$ [kN] = Cost. My [kNm]



Passo Momenti Mx, My griglia = 10051 kNm

Figura 4 - Dominio interazione sezione resistente schema a): VERIFICATO

Elemento resistente: schema b) di sez. "C" (misurata allo spiccato)

Tipo di forma sezione: a "C", misurata allo spiccato
Larghezza sezione resistente inflessa a "C": $b_{wb} = 1000$ cm
Altezza sezione resistente inflessa a "C": $h_{wb} = 1020$ cm (pari alla lunghezza in pianta dei due speroni)

Azione assiale ultima (compressione): $N_{Ed,b} = 17534$ kN
Momento longitudinale ultimo: $M_{LONG} = 36295$ kNm
Momento trasversale ultimo: $M_{TRASV} = 14624$ kNm
Taglio longitudinale ultimo: $V_{LONG} = 10750$ kN
Solllecitazione di taglio ultima: $V_{TRASV} = 4689$ kN

Assiale SLE-rara: $N_{Ed,rara} = 22821$ kN
Momento longitudinale SLE-rara: $M_{RA,b,long} = M_{Ed,long,rara} = 20749$ kNm
Momento trasversale SLE-rara: $M_{RA,b,trasv} = M_{Ed,trasv,rara} = 11675$ kNm

progettazione ati:

Assiale SLE-frequente: $N_{Ed,freq} = 20833 \text{ kN}$
 Momento longitudinale SLE-frequente: $M_{FR,b,long} = M_{Ed,long,freq} = 16012 \text{ kNm}$
 Momento trasversale SLE-frequente: $M_{FR,b,trasv} = M_{Ed,trasv,freq} = 7195 \text{ kNm}$

Assiale SLE-quasi permanente: $N_{Ed,qperm} = 20833 \text{ kN}$
 Momento longitudinale SLE-quasi permanente: $M_{QP,b,long} = M_{Ed,long,qperm} = 16012 \text{ kNm}$
 Momento trasversale SLE-quasi permanente: $M_{QP,b,trasv} = M_{Ed,trasv,qperm} = 6075 \text{ kNm}$

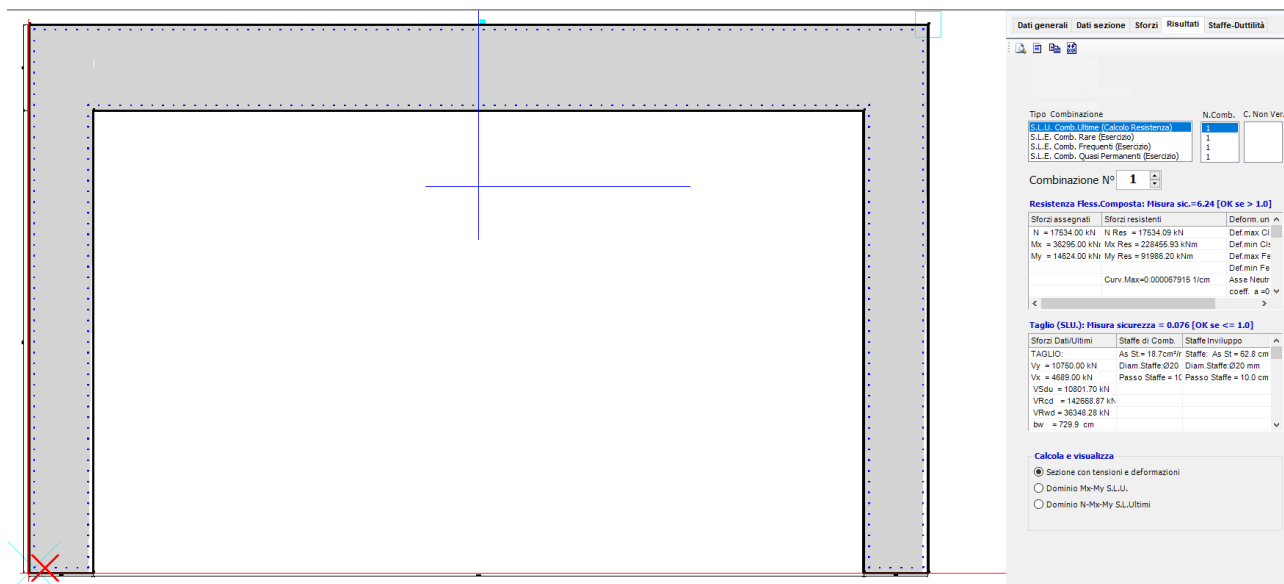


Figura 5 - Verifica resistenza sezione schema b): VERIFICATO – allo spiccato $\phi 22$ – passo 20 cm

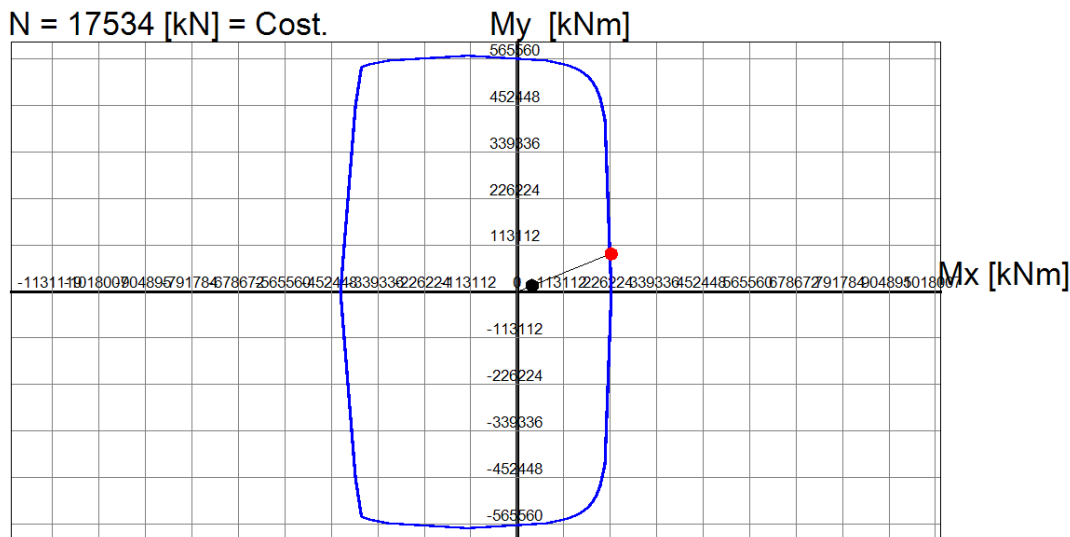
progettazione ati:

DOMINIO INTERAZIONE Mx-My (STATO LIMITE ULTIMO)

Nome Sezione: Verifica_Sezione_C

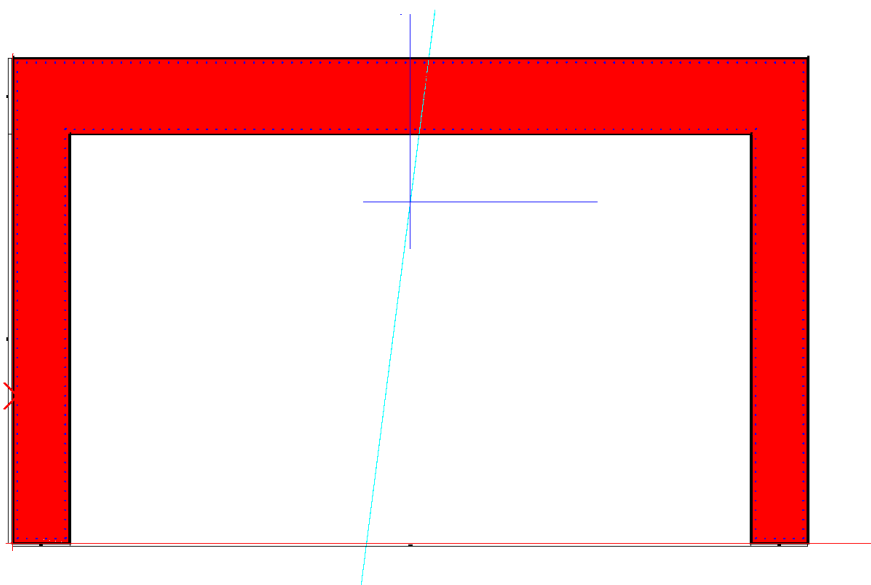
Percorso File: C:\Users\mail neDrive\Desktop LC_ALLA_Predim\SPICCATO PARETE ELEVAZIONE\Verifica_Sezione_C.sez

N = 17534 [kN] = Cost.



Passo Momenti Mx, My griglia = 113112 kNm

Figura 6 - Dominio di interazione stato limite ultimo: VERIFICATO



| Tipo Combinazione | | N.Comb. | C. Non Ver. |
|---|--|---------|-------------|
| S.L.U. Comb. Ultimo (Calcolo Resistenza) | | 1 | |
| S.L.E. Comb. Più Gravosa (Esercizio) | | 1 | |
| S.L.E. Comb. Frequenti (Esercizio) | | 1 | |
| S.L.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio) | | 1 | |

Combinazione N° **1** Combinazione verificata

Flessione Composta (S.L.E.)

| Sforzi assegnati | Tensioni-Defom. | Apertura fe |
|-------------------|---------------------------|--------------|
| N = 22621.00 kN | Sc max = 0.85 MPa | Sezione n° |
| Mx = 20749.00 kNm | Sc limite = 19.82 MPa | Def min Dz |
| My = 11675.00 kNm | Sc min = 0.08 MPa | Def max Fe |
| | Sf min = -1.28 MPa | Def min Fe |
| | Sf max = 30.52 MPa | Asse Neutro |
| | Asse Neutro: aX+by+c=0 | coeff. a = 0 |

Calcolo e visualizza

- Sezione con tensioni e deformazioni
- Dominio Mx-My S.L.U.
- Dominio N-Mx-My S.L.Ultimi

Figura 7 - Verifica SLE più gravosa: tensioni sotto i limiti, sezione non fessurata: VERIFICATO

progettazione ati:

11 VERIFICHE STRUTTURALI PILE

11.1 Premessa

Di seguito, le verifiche degli elementi strutturali delle opere in oggetto. Verranno considerate le combinazioni di carico maggiormente significative e, tra queste, quelle che incidono maggiormente in termini di resistenza allo stato limite ultimo e di esercizio.

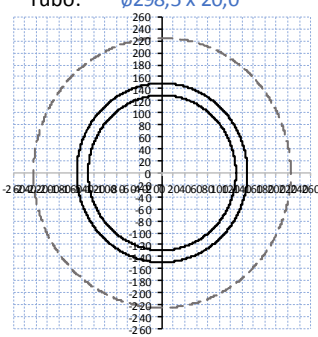
NOTA: si considerano le verifiche sulla pila di altezza maggiore, adottando le medesime armature anche per le rimanenti.

11.2 Verifiche armatura tubolare mediopalo

11.2.1 Verifica 1 ($SLU, N_{SLU} > N_{SLV}, V_{SLU} < V_{SLV}$)

| | |
|---|---|
| Numero complessivo di pali | N = 35 |
| Tipologia pali | mediopali $\phi 450$ |
| Coefficiente unitario momento-taglio testa pali | $r_t = 1.23$ (da analisi geotecnica, vedere relazione di riferimento) |

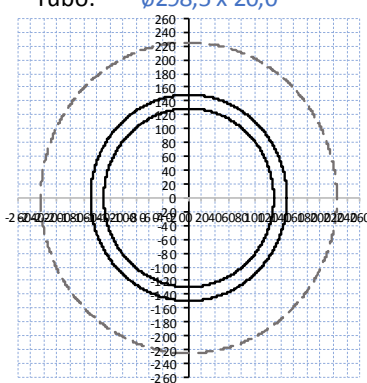
Verifica SLU

| VERIFICA MICROPALO | | | | | | | |
|--|----------------|-------------------|-------------------------------------|--------------|---------------------|---|--|
| Materiale | | | | | | | |
| Acciaio | S355 | | Tipo di acciaio | | | | |
| f_{yk} | 355 | N/mm ² | Tensione di snervamento | | | | |
| f_{tk} | 510 | N/mm ² | Tensione di rottura | | | | |
| γ_{M0} | 1.05 | - | Coefficiente parziale di sicurezza | | | | |
| f_{yd} | 338.10 | N/mm ² | Tensione di snervamento di progetto | | | | |
| Caratteristiche Sezione | | | | | | | |
| Tubo: $\phi 298,5 \times 20,0$ | | | | | | | |
|  | | | D_e | 298.5 | mm | Diametro Esterno Tubo | |
| | | | s_p | 20 | mm | Spessore Tubo | |
| | | | D_i | 258.5 | mm | Diametro Interno tubo | |
| | | | R_e | 149.25 | mm | Raggio esterno tubo | |
| | | | R_i | 129.25 | mm | Raggio interno tubo | |
| | | | A | 175 | cm ² | Area tubo | |
| | | | W_{el} | 1143 | cm ³ | Modulo elastico di resistenza a flessione | |
| | | | $D_{micropalo}$ | 450 | mm | Diametro Micropalo | |
| VERIFICA SEZIONE | | | | | | | |
| Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo | | | | | | | |
| N_{ed} [kN] | M_{ed} [kNm] | V_{ed} [kN] | σ [Mpa] | τ [Mpa] | σ_{VM} [Mpa] | F.S. [-] | CHECK |
| 2139.5 | 85.60 | 69.6 | 197.15 | 7.95 | 197.63 | 0.58 | $\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta |

1.23 valore parametro $r_t = M_{ed} / V_{ed}$

progettazione ati:

Verifica – SLV

| VERIFICA MICROPALO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|----------------|---------------|---|---|---------------------|----------|--|-------|-------|----|-----------------------|--|-------|----|----|---------------|--|-------|-------|----|-----------------------|--|-------|--------|----|---------------------|--|-------|--------|----|---------------------|--|-----|-----|--------|-----------|--|----------|------|--------|---|--|-----------------|-----|----|--------------------|--|
| Materiale | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Acciaio | S355 | | Tipo di acciaio | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| f_{yk} | 355 | N/mm^2 | Tensione di snervamento | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| f_{tk} | 510 | N/mm^2 | Tensione di rottura | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| γ_{M0} | 1.05 | - | Coefficiente parziale di scurezza | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| f_{yd} | 338.10 | N/mm^2 | Tensione di snervamento di progetto | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Caratteristiche Sezione | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Tubo: $\phi 298,5 \times 20,0$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|  | | | | <table border="1"> <tr> <td>D_e</td> <td>298.5</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Diametro Esterno Tubo</td> </tr> <tr> <td>s_p</td> <td>20</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Spessore Tubo</td> </tr> <tr> <td>D_i</td> <td>258.5</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Diametro Interno tubo</td> </tr> <tr> <td>R_e</td> <td>149.25</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Raggio esterno tubo</td> </tr> <tr> <td>R_i</td> <td>129.25</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Raggio interno tubo</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>175</td> <td>cm^2</td> <td colspan="2">Area tubo</td> </tr> <tr> <td>W_{el}</td> <td>1143</td> <td>cm^3</td> <td colspan="2">Modulo elastico di resistenza a flessione</td> </tr> <tr> <td>$D_{micropalo}$</td> <td>450</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Diametro Micropalo</td> </tr> </table> | | | | D_e | 298.5 | mm | Diametro Esterno Tubo | | s_p | 20 | mm | Spessore Tubo | | D_i | 258.5 | mm | Diametro Interno tubo | | R_e | 149.25 | mm | Raggio esterno tubo | | R_i | 129.25 | mm | Raggio interno tubo | | A | 175 | cm^2 | Area tubo | | W_{el} | 1143 | cm^3 | Modulo elastico di resistenza a flessione | | $D_{micropalo}$ | 450 | mm | Diametro Micropalo | |
| D_e | 298.5 | mm | Diametro Esterno Tubo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| s_p | 20 | mm | Spessore Tubo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D_i | 258.5 | mm | Diametro Interno tubo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| R_e | 149.25 | mm | Raggio esterno tubo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| R_i | 129.25 | mm | Raggio interno tubo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A | 175 | cm^2 | Area tubo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| W_{el} | 1143 | cm^3 | Modulo elastico di resistenza a flessione | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $D_{micropalo}$ | 450 | mm | Diametro Micropalo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| VERIFICA SEZIONE | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| N_{ed} [kN] | M_{ed} [kNm] | V_{ed} [kN] | σ [Mpa] | τ [Mpa] | σ_{VM} [Mpa] | F.S. [-] | CHECK | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1536.8 | 210.80 | 171.4 | 272.24 | 19.59 | 274.35 | 0.81 | $\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

1.23 valore parametro $r_t = M_{ed} / V_{ed}$

progettazione ati:

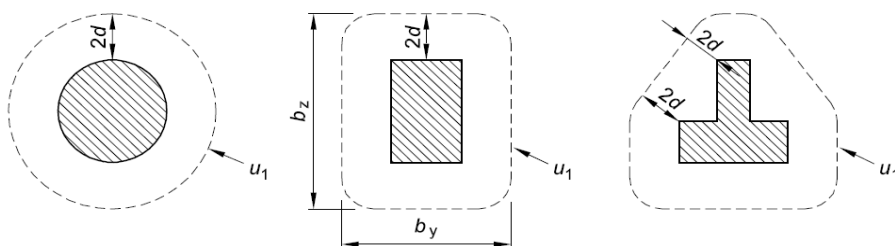
11.3 Verifica platea (punzonamento su palo)

11.3.1 Modello di calcolo adottato

Si considera un'impronta di carico pari ad una sezione quadrata equivalente all'area del palo di estremità che risulta maggiormente sollecitato a compressione e a taglio. Quale struttura punzonata è stata assunta la fondazione base del plinto su cui è innestata la palificata della spalla/pila. Il palo maggiormente sollecitato viene quindi assunto quale pilastro punzonante e il plinto di fondazione su pali quale soletta punzonata. Per semplicità e sicurezza, nella risultante complessiva dell'azione di punzonamento verrà trascurato il contributo del peso di volume di terreno soprastante, considerando di fatto solo le sollecitazioni dei pali, ma non interessati dal meccanismo resistente di "mensola tozza" (la cui trattazione è a parte). La situazione più sfavorevole è relativa alla fila interna di pali (d'angolo). La larghezza della bielle compressa è stata assunta pari ad una grandezza pari all'interasse medio dei pali, opportunamente decurtata.

11.3.2 Colonna rettangolare interna (palo equivalente) con carico eccentrico rispetto a uno degli assi

| | |
|--|--|
| Diametro palo scelto: | $\phi = 450$ mm |
| Lato pilastro equivalente al palo (sez. quadrata): | $l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{\pi} = 398.8$ mm |
| Dimensione colonna parallela eccentricità carico: | $c_1 = l_{eq} = 399$ mm |
| Dim. colonna perpendicolare eccentricità carico: | $c_2 = l_{eq} = 399$ mm |
| Altezza utile (media) su armature tese: | $d = 1900$ mm |
| Momento di progetto in testa al palo: | $M_{Ed} = 243.4$ kNm (dovuto all'azione di taglio in testa) |
| Forza di progetto assiale punzonante: | $V_{Ed} = 1536.8$ kN (max carico assiale palo) |
| Perimetro di controllo di base: | $u_1 = c_1 \times 2 + c_2 \times 2 + 4 \times \pi \times d = 25617$ mm (vedere schema in basso) |
| Fattore di distribuzione del taglio punzonante: | $W_1 = c_1^2/2 + c_1 \times c_2 + 4 \times c_2 \times d + 16 \times d^2 + 2 \times \pi \times d \times c_1 = 66527461$ mm ² |
| Coeff. di sbilanciamento momento (EC2, Tabella 6.1): | $k = 0.60$ |
| Fattore di eccentricità (EC2, eq. 6.39): | $\beta = 1 + (k \times M_{Ed} / V_{Ed}) \times (u_1 / W_1) = 1.02$ |



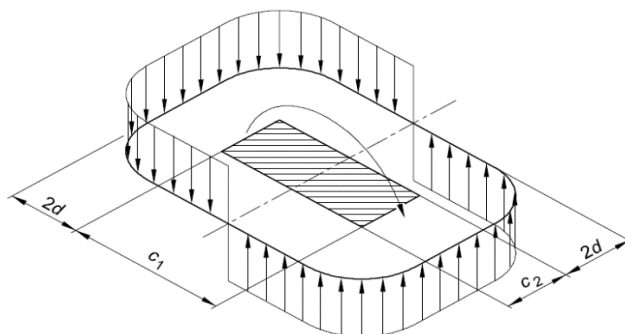
11.3.3 Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente

| | |
|--|---------------------------------|
| Resistenza caratteristica calcestruzzo: | $f_{ck} = 25$ N/mm ² |
| Fattore parziale resistenza calcestruzzo: | $\gamma_c = 1.50$ |
| larghezza della colonna (equivalente) in dir. y: | $b_y = c_1 = 1063$ mm |
| larghezza della colonna (equivalente) in dir. z: | $b_z = c_2 = 1063$ mm |
| Altezza utile (media) effettiva del plinto: | $d = 1700$ mm |
| Fattore di eccentricità: | $\beta = 1.02$ |

progettazione ati:

| | |
|--|--|
| Tipo colonna: "interno", di "bordo", di "angolo": "Offset" da bordo (0 se colonna interna): | $C_{type} = \text{"angolo"}$ $x = 600 \text{ mm}$ |
| Perimetro del palo/pilastro equivalente: | $U_{ostr} = \text{"min (3 \times d, b_y + b_z)"}$ $U_0 = 2127 \text{ mm}$ |
| Tensione di progetto di punzonamento (eq. 6.38): | $V_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_0 \times d) = 0.387 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza di progetto a compressione cls: | $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 14 \text{ N/mm}^2$ |
| Fattore di riduzione della resistenza: | $v = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.54$ |
| Massima resistenza tensione di punzonamento: | $V_{Rd,max} = 0.5 \times v \times f_{cd} = 3.71 \text{ N/mm}^2$ |

OK - La tensione di progetto a punzonamento a filo pilastro/palo è minore della tensione resistente di punzonamento



11.3.4 Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza 2d

| | |
|--|--|
| Area dell'acciaio teso in direzione y: | $A_{sly} = 2262 \text{ mm}^2/\text{m}$ |
| Area dell'acciaio teso in direzione z: | $A_{slz} = 2262 \text{ mm}^2/\text{m}$ |
| Distanza di controllo da filo pilastro: | $2 \times d = 3800 \text{ mm}$ |
| Perimetro di controllo di base a distanza 2d: | $u_1 = \text{"b}_y + \text{b}_z + \pi \times d / 2\text{"}$ $u_1 = 5111 \text{ mm}$ |
| Tensione di progetto a punzonamento (eq. 6.38): | $V_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_1 \times d) = 0.161 \text{ N/mm}^2$ |
| Rapporto di armatura in dir. y sull'altezza utile: | $\rho_{ly} = A_{sly} / d = 0.001$ |
| Rapporto di armatura in dir. z sull'altezza utile: | $\rho_{lz} = A_{slz} / d = 0.001$ |
| Tasso effettivo di armatura a trazione: | $\rho_t = \min(\sqrt{[\rho_{ly} \times \rho_{lz}]}, 0.02) = 0.001$ |
| Tensione nel conglomerato: | $C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = 0.120 \text{ N/mm}^2$ |
| Coefficiente k: | $k = \min(1 + \sqrt{[200 \text{ mm} / d]}, 2) = 1.324$ |
| Valore minimo della tensione di taglio (eq. 6.3N): | $v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times \sqrt{[f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2]} = 0.316 \text{ N/mm}^2$ |
| Tensione resistente senza armature (eq. 6.47): | $V_{Rd,c} = \max(v_{min}, C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_t \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{1/3}) = 0.316 \text{ N/mm}^2$ |

OK - La tensione di progetto a punzonamento è minore della resistenza a punzonamento

11.4 Verifica sbalzo mensola tozza (pila)

11.4.1 Modello di calcolo adottato

Per il caso in oggetto, ci si trova di fronte alla condizione che l'aggetto della platea ($L = 2.50 \text{ m}$) risulta minore di 2 volte l'altezza del dado di fondazione ($2 \times H = 4.00 \text{ m}$). Si considera quindi il meccanismo resistente di "mensola tozza". A tal proposito, si considera un'impronta di carico pari ad una sezione quadrata equivalente all'area del palo di estremità che risulta maggiormente sollecitato a compressione e a taglio. La biella convenzionale di calcestruzzo compressa (del modello tirante-puntone) presenta quindi una sezione trasversale quadrangolare $a_2 \times l_{eq}$ la cui larghezza trasversale (a_2) dipenderà dalla sua

progettazione ati:

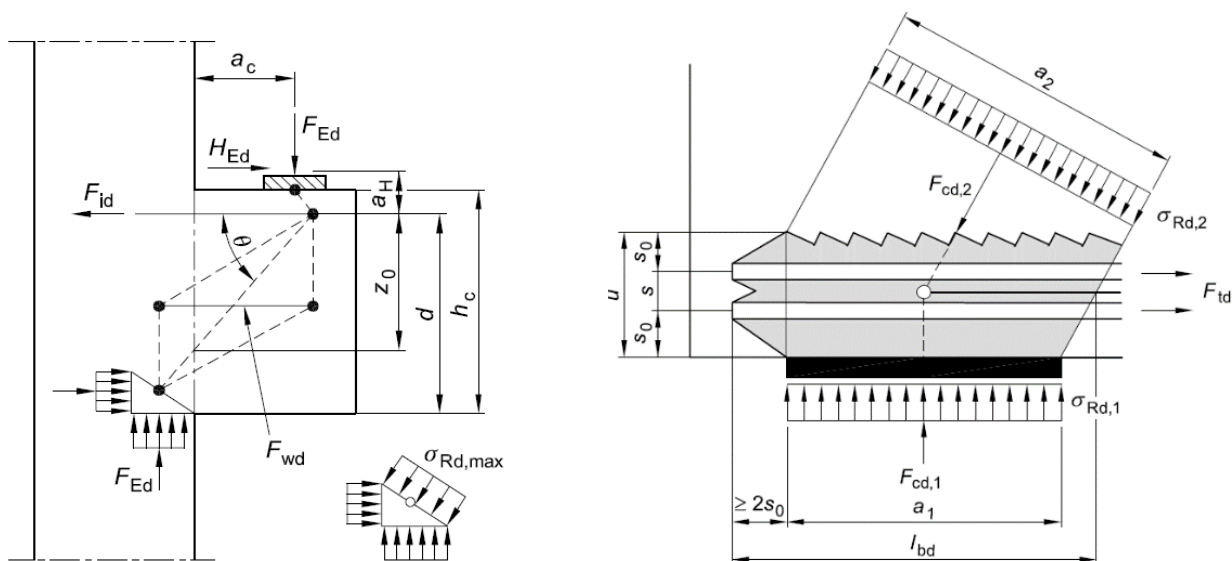
inclinazione θ all'equilibrio (funzione della geometria della soletta e dei pali) e dal diametro del palo stesso. Si considerano i pali di estremità interessati da un angolo a 45° di diffusione delle tensioni dallo spiccato del fusto della pila. Stesso discorso per l'azione di taglio.

11.4.2 Geometria della soletta di fondazione

| | |
|---|--|
| Ampiezza sbalzo da filo parete pila: | $a = 2500$ mm |
| Diametro pali scelti: | $\phi = 450$ mm |
| Dimensione lato quadrato equivalente sez. palo: | $l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{(\pi)} = 398.8$ mm (per impronta di carico equivalente) |
| Dimensione impronta carico (equivalente): | $a_1 = l_{eq} = 399$ mm |
| Interasse pali (dir. x-x e y-y): | $i = 1350$ mm; (valore medio di riferimento, ridotto) |
| Ampiezza mensola tozza (interasse pali): | $b = i = 1350$ mm (si considera la fascia interessata da 1 palo) |
| Larghezza biella convenzionale compressa: | $b_w = i = 1350$ mm |
| Altezza (costante) della soletta di fondazione: | $h_c = 2000$ mm |

11.4.3 Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005

Schemi di calcolo indicati nel corpo degli Eurocodici, presi in considerazione nel modello di calcolo adottato nella presente relazione di calcolo.



11.4.4 Caratteristiche di progetto

Caratteristiche del materiale calcestruzzo

| | |
|---|--|
| Resistenza caratteristica a compressione: | $f_{ck} = 25$ N/mm ² |
| Fattore parziale di sicurezza – Tabella 2.1N: | $\gamma_c = 1.5$ |
| Coefficiente di compressione α_{cc} – cl.3.1.6(1): | $\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, p.to 4.1.2.1.1) |

progettazione ati:

| | |
|--|---|
| Diametro barre longitudinali (spezzoni) a trazione: | $\phi_{\text{spez}} = 0 \text{ mm}$ |
| Diametro distanziatori (secondo strato rinforzo): | $d_{\text{dist}} = \phi_{\text{spez}} = 0 \text{ mm}$ |
| Interasse barre longitudinali (spezzoni) a trazione: | $i_{\text{spez}} = 100 \text{ mm}$ |
| Numero di barre filanti in trazione in b_w : | $N_{\text{main}} = b_w / i_{\text{main}} = 6.8$ |
| Numero di spezzoni in trazione in b_w : | $N_{\text{spez}} = b_w / i_{\text{spez}} = 13.5$ |
| Area armatura effettivamente in trazione: | $A_{s,\text{main}} = N_{\text{main}} \times \pi \times \phi_{\text{main}}^2 / 4 + N_{\text{spez}} \times \pi \times \phi_{\text{spez}}^2 / 4 = 3313 \text{ mm}^2$ |
| Copri ferro nominale (armature più esterne): | $C_{\text{nom}} = 60 \text{ mm}$ |
| Copri ferro effettivo armature a trazione (tirante): | $C_{\text{nom,eff}} = C_{\text{nom}} + D_{\text{main,rip}} = 92 \text{ mm}$ |
| Distanza baricentro strati barre a trazione dal baricentro del primo strato di barre tese più esterne: | |
| $\Delta X_D = \min(D_{\text{main}}, D_{\text{spez}}) \times (D_{\text{main}}/2 + d_{\text{dist}} + D_{\text{spez}}/2) / (D_{\text{main}} + D_{\text{spez}}) = 13 \text{ mm}$ | |
| Altezza utile da baricentro barre a trazione: | $d = h_c - C_{\text{nom,eff}} - \Delta X_D = 1895 \text{ mm}$ |
| Distanza baric. barre da superficie appoggio plinto: | $d_1 = C_{\text{nom,eff}} + \Delta X_D = 105 \text{ mm}$ |

Nodo N-1 - reazioni vincolari interne convenzionali

| | |
|--|---|
| Fattore di riduzione di tensione – cl.6.5.2(2): | $\nu' = 0.89$ |
| Tensioni nei nodi compressi, cl.6.5.4.(4)a: | $\sigma_{1Rd} = k_1 \times \nu' \times f_{cd} = 14.09 \text{ N/mm}^2$ |
| Larghezza reazione biella compressa verticale: | $X1 = F_{Ed} / (\sigma_{1Rd} \times b_w) = 112.5 \text{ mm}$ |
| Semilarghezza reazione biella verticale per N-1: | $X1 / 2 = 56.2 \text{ mm}$ |
| Equilibrio momenti rispetto al polo A: | $M_a = F_c \times (d - Y1 / 2) = F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + H_{Ed} \times d_1$ |
| Sostituzione della funzione: | $F_c = Y1 \times \sigma_{1Rd} \times b_w$ |
| Costanti dell'equazione quadratica (equilibrio momenti): | |
| | $C1 = b_w \times \sigma_{1Rd}$ |
| | $C2 = 2 \times b_w \times \sigma_{1Rd} \times d$ |
| | $C3 = 2 \times F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + 2 \times H_{Ed} \times d_1$ |
| Risolvendo su Y1 (altezza del vincolo interno): | $Y1 = -(-C2 + (C2^2 - 4 \times C1 \times C3)^{1/2}) / (2 \times C1) = 110.6 \text{ mm}$ |
| Altezza verticale dell'impronta vincolare in N-1: | $Y1 / 2 = 55.3 \text{ mm}$ |

Angolo di inclinazione della biella convenzionale compressa

$$\theta = \text{atan}((d - Y1 / 2) / (a_c + X1 / 2)) = 45.5^\circ$$

$$\tan(\theta) = 1.02$$

NOTA - L'angolo θ rientra nel limite $1.00 \leq \tan(\theta) \leq 2.50$

Braccio di leva a flessione (modello "tirante-puntone")

| | |
|--------------------------|------------------------------------|
| Braccio di leva interno: | $z = d - Y1 / 2 = 1840 \text{ mm}$ |
|--------------------------|------------------------------------|

Verifica tensione di compressione della biella compressa nel nodo N-2

| | |
|---|---|
| Reazione vincolare interna orizzontale in N-1: | $F_c = Y1 \times b_w \times \sigma_{1Rd} = 2104.6 \text{ kN}$ |
| Forza vincolare lungo la biella compressa: | $F_{\text{str}} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 3001.1 \text{ kN}$ |
| Secondo Fig.6.27 in EC2, si ha: | $u = 2 \times (C_{\text{nom,eff}} + \Delta X_D) = 210 \text{ mm}$ |
| Larghezza della biella compressa – Fig.6.27, EC2: | $a_2 = a_1 \times \sin(\theta) + u \times \cos(\theta) = 432 \text{ mm}$ |
| Tensione nella biella convenzionale compressa: | $\sigma_{\text{str}} = F_{\text{str}} / (a_2 \times b_w) = 5.15 \text{ N/mm}^2$ |

progettazione ati:

Tensione di sicurezza – cl.6.5.4(4) b):

$$\sigma_{2Rd} = k_3 \times v' \times f_{cd} = \mathbf{10.57 \text{ N/mm}^2}$$

OK - La tensione nella biella di cls rientra nel limite massimo

Verifica a schiacciamento biella convenzionale compressa

Altezza plinto di fondazione nella sezione per F_{Ed} : $h_a = h_c = \mathbf{2000 \text{ mm}}$

Distanza effettiva barre nella sezione per F_{Ed} : $d_a = h_a - (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = \mathbf{1895 \text{ mm}}$

Compressione assiale per sforzo normale nel cls: $\sigma_{cp} = -H_{Ed} / (b_w \times h_a) = \mathbf{-0.03 \text{ N/mm}^2}$

Coefficiente di compressione - cl.6.2.3(3): $\alpha_{cw} = \mathbf{1.000}$

Fattore di riduzione resistenza a taglio: $v_1 = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = \mathbf{0.533}$

Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = \mathbf{3001.1 \text{ kN}}$

Massima resistenza a schiacciamento – cl.6.2.3(2): $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = \mathbf{10496.0 \text{ kN}}$

OK - La forza di compressione nella biella è minore del limite a schiacciamento

Forza di trazione nelle barre portanti (modello tirante-puntone)

Dall'equilibrio alla traslazione orizzontale: $F_t = F_c + H_{Ed} = \mathbf{2174.2 \text{ kN}}$

Controllo quantitative armature a trazione (tirante)

Quantitativo minimo di area di barre a trazione: $A_{s,main,min} = F_t / f_{yd} = \mathbf{5556 \text{ mm}^2}$

Quantitativo di armatura effettiva disposta: $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times D_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times D_{spez}^2 / 4 = \mathbf{12596 \text{ mm}^2}$

Rapporto quantitativi di armatura (portante): $R_{steel} = A_{s,main,min} / A_{s,main} = \mathbf{0.441}$

OK - Quantitativo di armatura tesa disposta sufficiente

Verifica massimi interessi armature diffuse - EC2 p.to 9.3.1.1(3)

Altezza (costante) della soletta di fondazione: $h_c = \mathbf{2000 \text{ mm}}$

Passo massimo armature diffuse principali: $s_{max,slabs,p} = \min(2 \times h_c, 250 \text{ mm}) = \mathbf{250 \text{ mm}}$

Passo massimo armature diffuse secondarie: $s_{max,slabs,s} = \min(3 \times h_c, 400 \text{ mm}) = \mathbf{400 \text{ mm}}$

Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione: $i_{main} = \mathbf{200 \text{ mm}}$

Interasse barre longitudinali secondarie: $i_{rip} = \mathbf{200 \text{ mm}}$

OK - Massimi interessi armature diffuse rispettati

Riepilogo armature disposte (diffuse e concentrate)

Diametro armatura diffusa portante: $\phi_{main} = \mathbf{25 \text{ mm}}$

interasse armature diffusa portante: $i_{main} = \mathbf{200 \text{ mm}}$

Diametro armatura diffusa secondaria: $\phi_{main,rip} = \mathbf{25 \text{ mm}}$ (ripartitori)

Interasse armatura diffusa secondaria: $i_{rip} = \mathbf{200 \text{ mm}}$ (interasse ripartitori)

Diametro distanziatori (strati armature aggiuntive): $d_{dist} = \phi_{spez} = \mathbf{0 \text{ mm}}$ (non previsti)

Diametro barre portanti aggiuntive (spezzoni): $\phi_{spez} = \mathbf{0 \text{ mm}}$ (non necessarie)

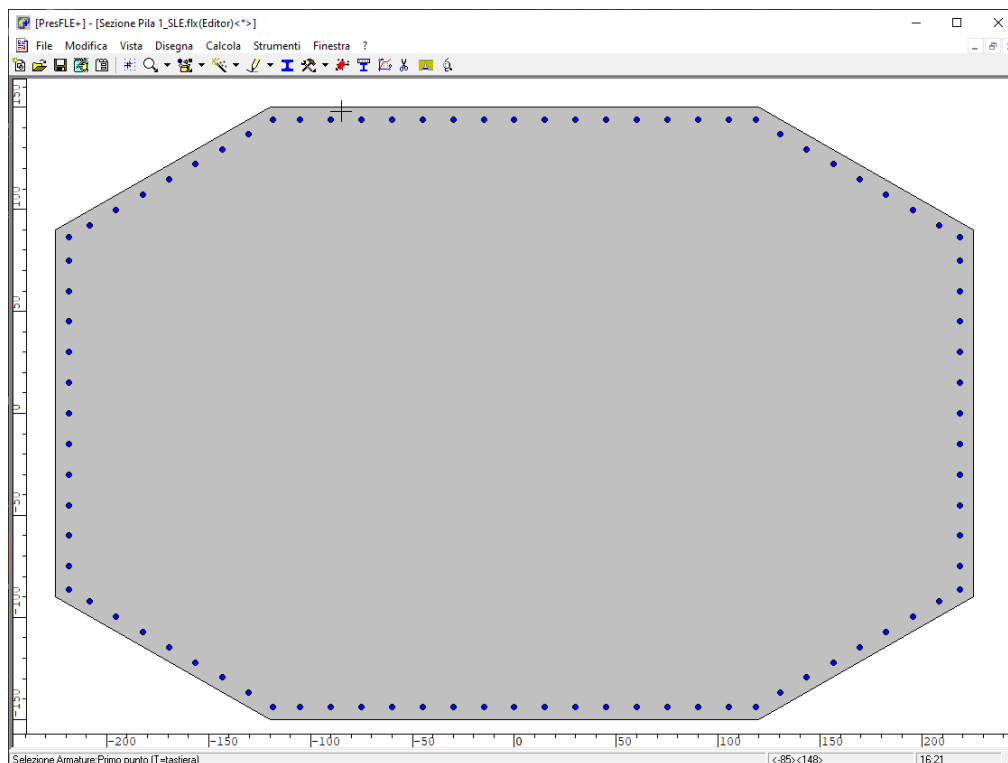
progettazione ati:

11.5 Verifiche a pressoflessione su sezione pila allo spiccato

Per le verifiche si devono rispettare i seguenti limiti (che, per il caso in oggetto, sono le seguenti):

| | |
|--|---|
| Limite max aperture fessure per comb. QP: | $W_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4) |
| Limite max aperture fessure per comb. FR: | $W_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4) |
| Resistenza a compressione cls (comb. rara): | $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15) |
| Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): | $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16) |
| Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): | $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17). |

La sezione della pila allo spiccato (fusto a sezione costante lungo tutta l'altezza) è stata armata con 88 ferri $\phi 25$ (acciaio B450C) passo 150 mm. Di seguito la sezione della pila (dettagli nelle tavole grafiche allegate):



Allo spiccato della pila, nel suo baricentro, si hanno le seguenti sollecitazioni:

SLU_04

| | |
|------------------------|---|
| Assiale compressione: | $N_{Ed} = 40644$ kN; (compressione) |
| Momento longitudinale: | $M_{Ed,X} = 3696$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato) |
| Momento trasversale: | $M_{Ed,Y} = 70680$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato) |
| Taglio vettoriale: | $H_{Ed} = 2437$ kN |

progettazione ati:

SLV_03 (N_{max})

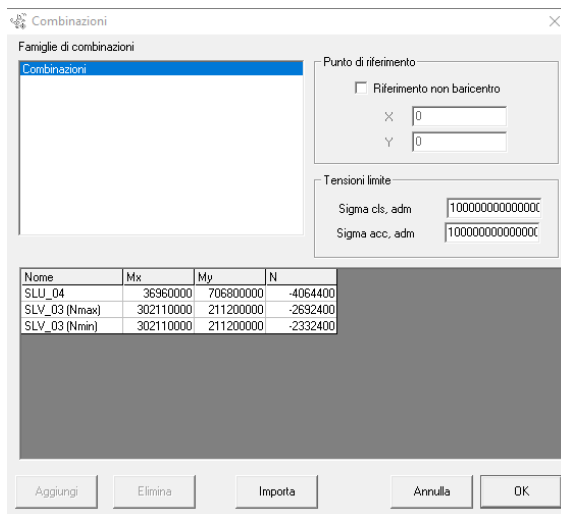
Assiale compressione: $N_{Ed} = 26924$ kN; (compressione)
 Momento longitudinale: $M_{Ed,X} = 30211$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
 Momento trasversale: $M_{Ed,Y} = 21120$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
 Taglio vettoriale: $H_{Ed} = 6000$ kN

SLV_03 (N_{min})

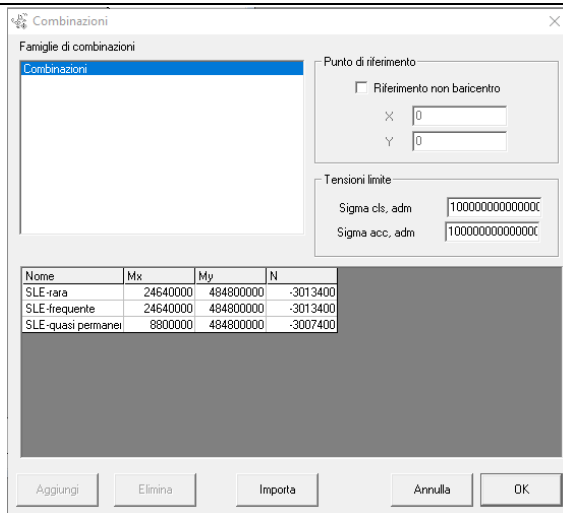
Assiale compressione: $N_{Ed} = 23324$ kN; (compressione)
 Momento longitudinale: $M_{Ed,X} = 30211$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
 Momento trasversale: $M_{Ed,Y} = 21120$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
 Taglio vettoriale: $H_{Ed} = 6000$ kN

11.5.1 Combinazioni di carico considerate SLU

Le compressioni sono indicate con segno meno. Le azioni sono espresse in daN e daNcm.

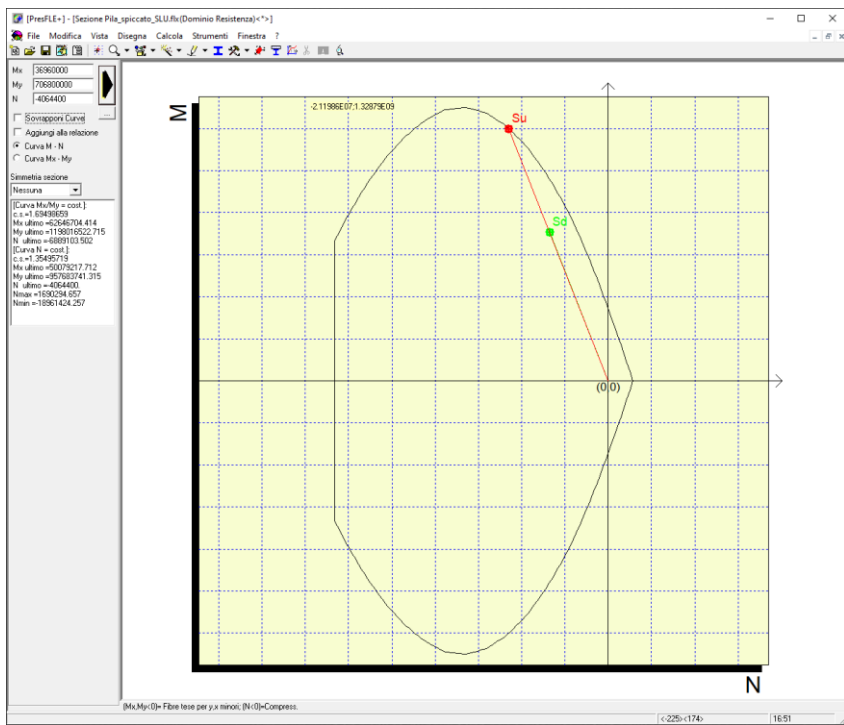


SLU/SLV



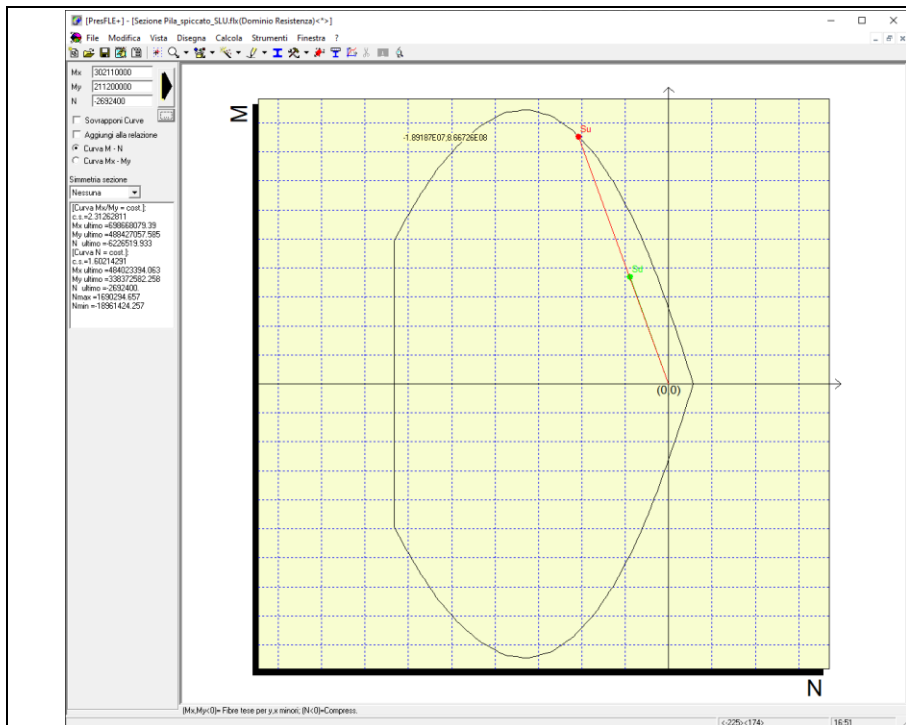
SLE

11.5.2 Esito verifiche allo stato limite ultimo

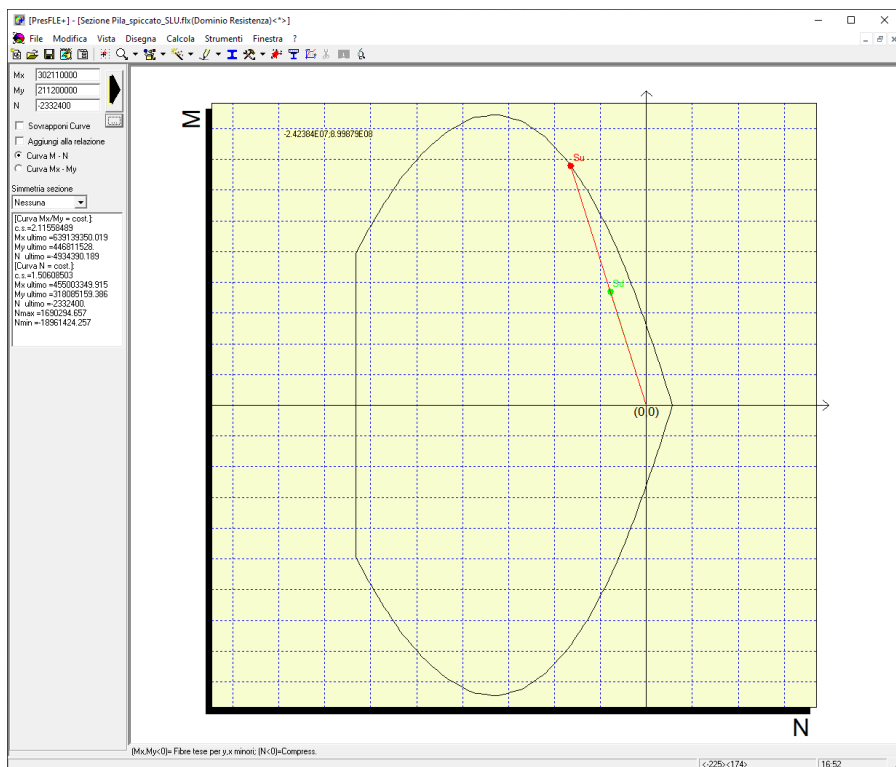


VERIFICATO

progettazione ati:



VERIFICATO



VERIFICATO

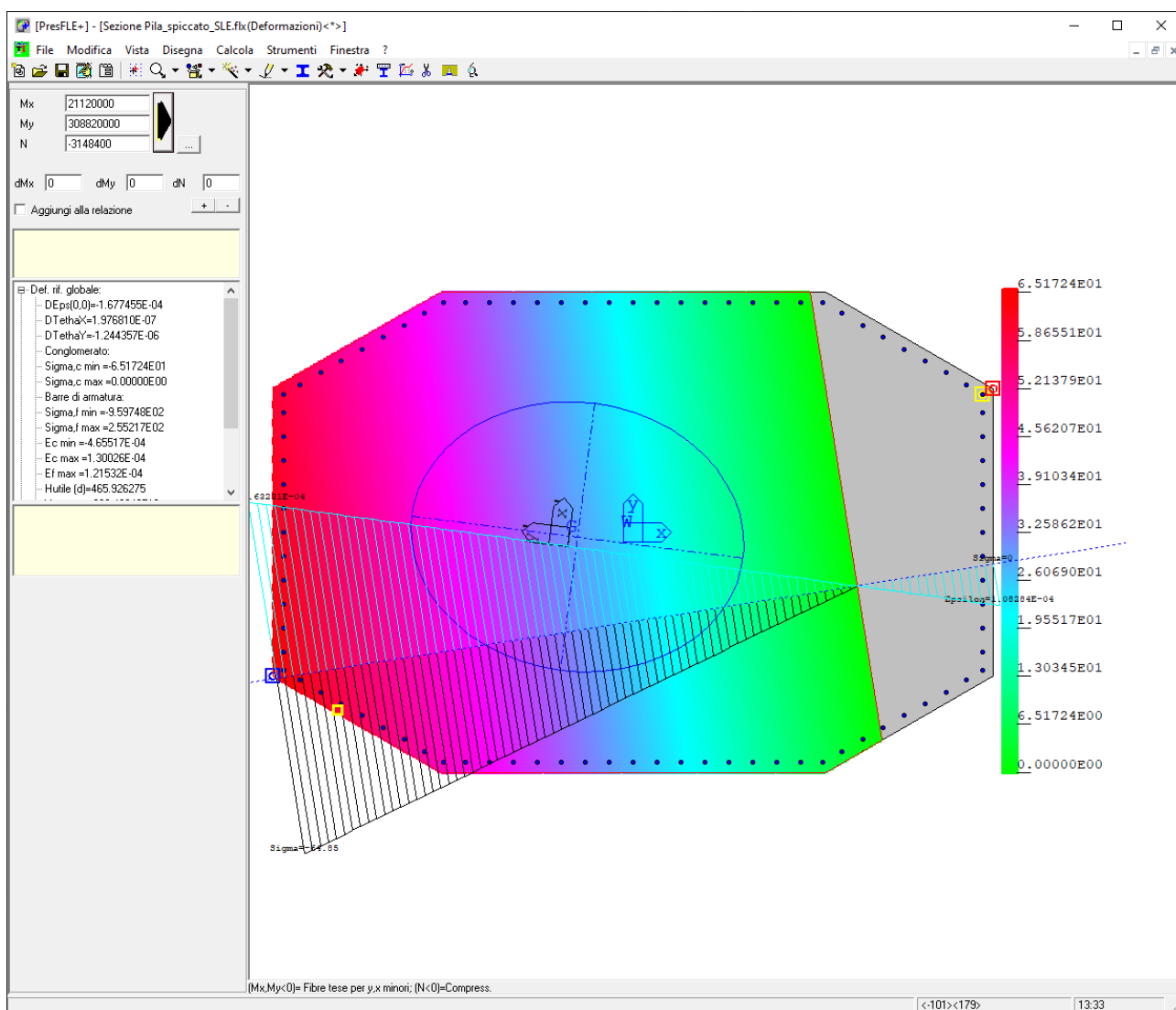
progettazione ati:

11.5.3 Esito verifiche allo stato limite di esercizio

Si hanno le seguenti combinazioni di riferimento (magiormente indicative):

SLE-rara

| | |
|------------------------|---|
| Assiale compressione: | $N_{Ed} = 31484$ kN; (compressione) |
| Momento longitudinale: | $M_{Ed,X} = 2112$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato) |
| Momento trasversale: | $M_{Ed,Y} = 30882$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato) |



progettazione ati:

SLE-frequente

Assiale compressione:

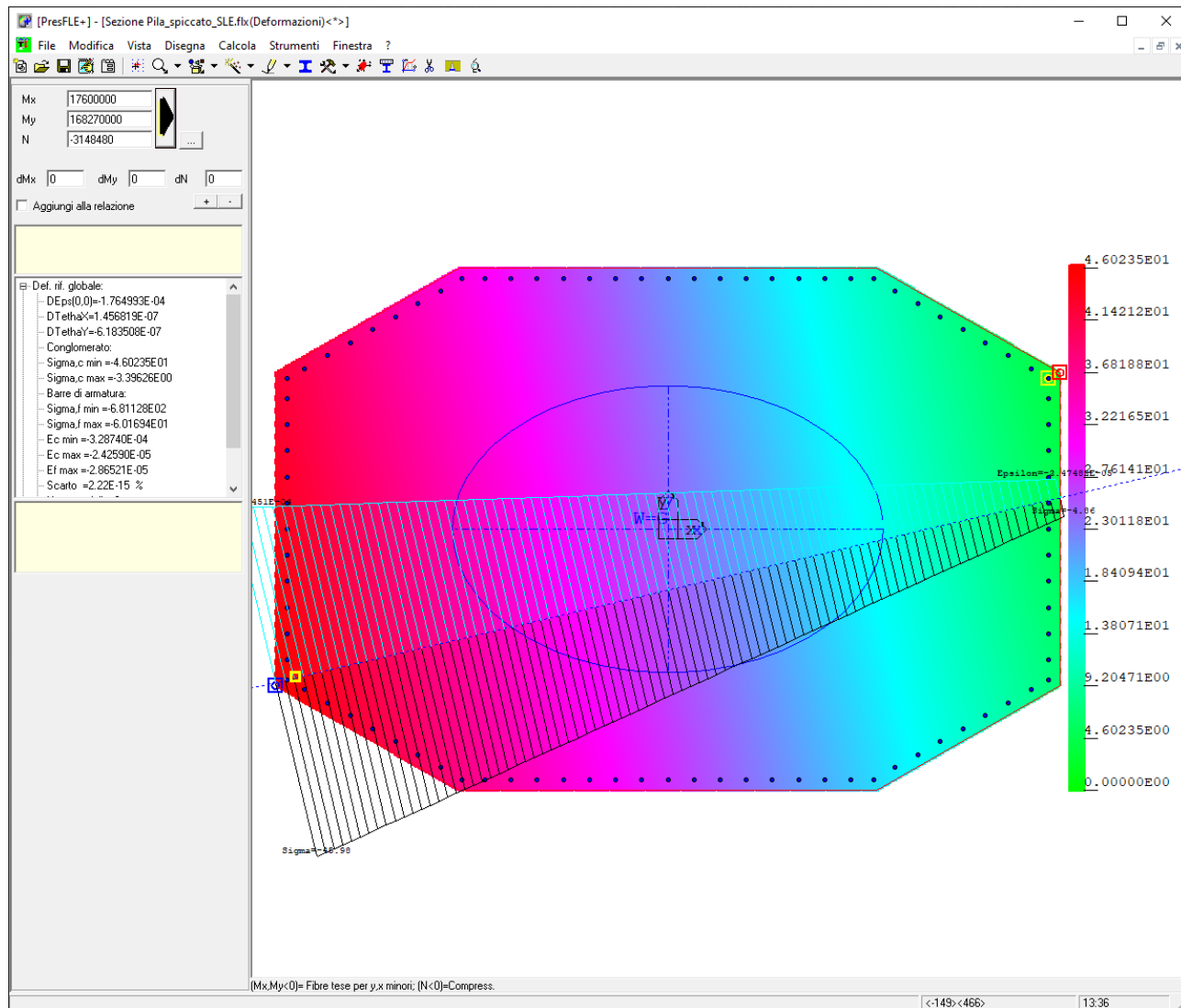
$N_{Ed} = 31484$ kN; (compressione)

Momento longitudinale:

$M_{Ed,X} = 1760$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)

Momento trasversale:

$M_{Ed,Y} = 16827$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)



NON FESSURATA - VERIFICATO

progettazione ati:

11.6 Verifica a taglio sezione spiccato pila

Si assimila la sezione della pila allo spiccato a una sezione rettangolare equivalente (semplificata in sicurezza). In particolare si assume una larghezza pari alla larghezza massima della pila ($b_w = 450$ cm) e un'altezza pari al tratto di calcestruzzo ad altezza costante $H = 180$ cm. Come armatura reagente a taglio si considera solo quella tesa compresa nel tratto teso di condizione di flessione retta (circa $A_{sl} = 11400$ mm²).

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

| | |
|--|---|
| Minima larghezza della sezione a taglio: | $b_w = 4500$ mm |
| Altezza effettiva della sezione (a flessione): | $h = 1800$ mm |
| Altezza utile della sezione a taglio: | $d = 1700$ mm |
| Resistenza caratteristica del cls: | $f_{ck} = 32$ N/mm ² |
| Coefficiente parziale di sicurezza cls: | $\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3) |
| Coefficiente di applicazione dei carichi: | $\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3) |
| Resistenza di progetto a compressione: | $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.1$ N/mm ² (EC2 eq.3.15, NTC2018) |
| Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio: | $A_{sl} = 11400$ mm ² |
| Valore del taglio di progetto (SLU/SLV) | $V_{Ed} = 6000.0$ kN |
| Braccio di leva a flessione: | $z = 0.9 \times d = 1530$ mm |
| Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV): | $v_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 0.9$ N/mm ² |
| Tasso geometrico armature longitudinali a trazione: | $\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.001$ |
| Tensione nel conglomerato: | $C_{Rd,c} = 0.18$ N/mm ² / $\gamma_c = 0.120$ N/mm ² $k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.343$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1) |
| Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a): | $V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 2075.1$ kN |
| Tensione minima di taglio: | $v_{min} = 0.035$ N/mm ² $\times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.3$ N/mm ² |
| Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione: | $N_{Ed} = 23000$ kN |
| Area della sezione trasversale in cls: | $A_C = b_w \times h = 8100000$ mm ² |
| Tensione sulla sezione per azione assiale: | $\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = 2.84$ N/mm ² $k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23) |
| Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b): | $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 5615.6$ kN |
| Per la sezione in oggetto risulta quindi: | $V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 5616$ kN (NTC2018, eq. 4.1.23) $V_{Ed} / V_{Rd} = 1.068 > 1$ |

Necessarie apposite armature di cucitura a taglio

Area dell'armatura di cucitura al taglio da prevedere (EC2 p.to 6.2.3(4), NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.2)

| | |
|--|--|
| Tensione di snervamento delle armature a taglio: | $f_{ywk} = 450$ N/mm ² |
| Fattore parziale di sicurezza acciaio: | $\gamma_s = 1.15$ (NTC2018 p.to 4.1.2.1.1.3) |
| Tensione di progetto degli acciai a taglio: | $f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s = 391.3$ N/mm ² (NTC2018 eq. 4.1.5) |
| Angolo di inclinazione della armature a taglio rispetto all'asse longitudinale dell'elemento a verifica: | $\alpha = 90.0$ deg |

progettazione ati:

Fattore di riduzione (EC2 p.to 6.2.3(3), NTC2018): $v_1 = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = \mathbf{0.5}$

Coefficiente d'interazione assiale: $\alpha_{cw} = \mathbf{1.00}$ (EC2 p.to 6.2.3(3))

Inclinazione della biella convezionale compressa: $\theta = \max(0.5 \times \text{Asin}(2 \times v_{Ed} / (\alpha_{cw} \times f_{cd} \times v_1)), 21.8 \text{deg}) = \mathbf{21.8 \text{deg}}$

Area dell'armatura a taglio richiesta (EC2 eq. 6.13): $A_{sw,req} = v_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = \mathbf{4008 \text{ mm}^2/\text{m}}$

Area minima e aree di cucitura da disporre a taglio (EC2 eqq. 9.4-9.5N)

$A_{sw,min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck}/1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{yk} \times b_w \times \sin(\alpha) = \mathbf{4525 \text{ mm}^2/\text{m}}$

Area dell'armatura a taglio (min) da disporre: $A_{sw} = \max(A_{sw,req}, A_{sw,min}) = \mathbf{4525 \text{ mm}^2/\text{m}}$

Max passo longitudinale armature a taglio: $s_{l,max} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = \mathbf{1275 \text{ mm}}$ (EC2, eq. 9.6N – travi)

Max distanza trasversale bracci armature taglio: $s_{t,max} = \min(0.75 \times d, 600 \text{ mm}) = \mathbf{600 \text{ mm}}$ (EC2, eq. 9.8N – travi)

progettazione ati:

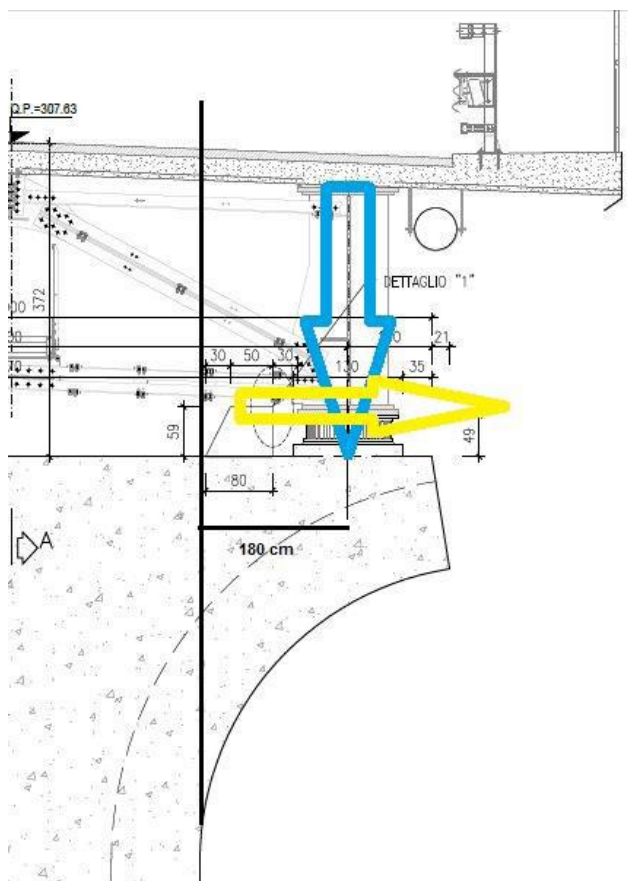
11.7 Verifica armatura pulvino

11.7.1 Modello di calcolo adottato

Il modello di calcolo adottato è quello di mensola tozza. La larghezza della biella convenzionale di calcestruzzo compresso è assunto pari alla larghezza del pulvino (costante, lungo la direzione parallela all'asse del tracciato).

11.7.2 Geometria dello sbalzo del pulvino

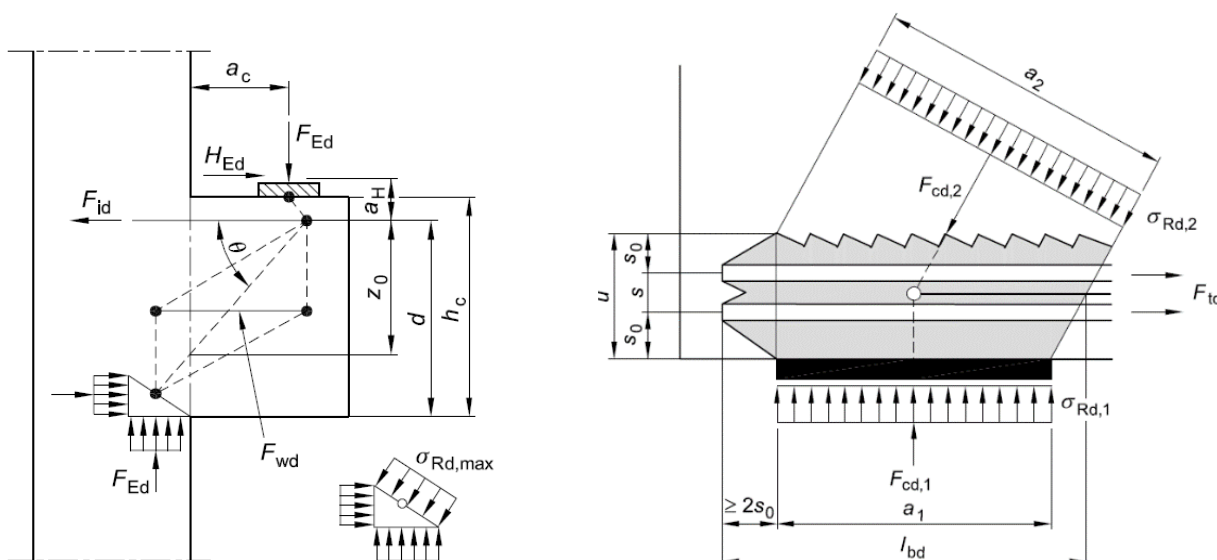
| | |
|--|---------------------|
| Ampiezza sbalzo da filo fusto elevazione: | $a = 1800$ mm |
| Ampiezza mensola tozza (costante): | $b = 3000$ mm |
| Larghezza biella convenzionale compressa: | $b_w = b = 3000$ mm |
| Altezza (costante) di riferimento assunta: | $h_c = 3500$ mm |



progettazione ati:

11.7.3 Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005

Schemi di calcolo indicati nel corpo degli Eurocodici, presi in considerazione nel modello di calcolo adottato nella presente relazione di calcolo.



11.7.4 Caratteristiche del materiale calcestruzzo

| | |
|---|---|
| Resistenza caratteristica a compressione: | $f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$ |
| Fattore parziale di sicurezza – Tabella 2.1N: | $\gamma_c = 1.5$ |
| Coefficiente di compressione α_{cc} – cl.3.1.6(1): | $\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, p.to 4.1.2.1.1) |
| Resistenza di progetto a compressione - eq.3.15: | $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.3) |
| Nodo compresso, fattore k_1 – cl.6.5.4(4)a): | $k_1 = 1.00$ |
| Nodo compresso/teso, fattore k_2 – cl.6.5.4(4)b): | $k_2 = 0.85$ |
| Nodo compresso/teso, fattore k_3 – cl.6.5.4(4)c): | $k_3 = 0.75$ |
| Fattore riduttivo di resistenza – cl.6.5.2(2): | $\eta' = [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.87$ |

11.7.5 Dettagli armature

| | |
|--|--|
| Resistenza caratteristica a snervamento: | $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ |
| Fattore parziale di sicurezza – Tab. 2.1N: | $\gamma_s = 1.15$ |
| Tensione di progetto armature: | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.5) |

progettazione ati:

11.7.6 Carico su palo di estremità più sollecitato (SLU/SLV)

Tra le due combinazioni di carico SLV e SLU si considera quella la cui somma a trazione $F_{Ed} + H_{Ed}$ (da assorbire alle armature tese del modello tirante-puntone) risulta maggiore:

| | |
|--|---------------------------------------|
| Forza assiale trasmessa dall'impalcato: | $F_{Ed} = 20050.0$ kN |
| Forza di taglio agente per effetto vento: | $H_{Ed} = 1200.0$ kN (a ponte carico) |
| Distanza azione (F_{Ed}) da filo fusto pila: | $a_c = 1800$ mm |

11.7.7 Armature longitudinali a trazione (pulvino a sbalzo)

| | |
|--|--|
| Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione: | $i_{main} = 100$ mm |
| Diametro barre longitudinali (filanti) a trazione: | $\phi_{main} = 25$ mm |
| Diametro ferri di ripartizione (staffe esterne): | $\phi_{main,rip} = 16$ mm |
| Diametro barre longitudinali (spezzoni) a trazione: | $\phi_{spez} = 25$ mm |
| Diametro distanziatori (II/III strati rinforzo): | $d_{dist} = \phi_{spez} = 25$ mm |
| Interasse barre longitudinali (spezzoni) a trazione: | $i_{spez} = 100$ mm |
| Numero layer a trazione disposti: | $N_{layer} = 3$ |
| Numero di barre filanti in trazione in b_w : | $N_{main} = b_w / i_{main} = 30.0$ |
| Numero di aggiuntivi in trazione in b_w : | $N_{spez} = (N_{layer} - 1) \times b_w / i_{spez} = 60.0$ |
| Area armatura effettivamente in trazione: | $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times \phi_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times \phi_{spez}^2 / 4 = 44179$ mm ² |
| Copriferro nominale (armature più esterne): | $C_{nom} = 50$ mm |
| Copriferro effettivo armature a trazione (tirante): | $C_{nom,eff} = C_{nom} + \phi_{main,rip} + \max(\phi_{main}, \phi_{spez}) \times (2 \times N_{layer} - 1) / 2 = 129$ mm |
| Altezza utile da baricentro barre a trazione: | $d = h_c - C_{nom,eff} = 3372$ mm |

Nodo N-1 - reazioni vincolari interne convenzionali

| | |
|--|--|
| Fattore di riduzione di tensione – cl.6.5.2(2): | $\nu' = 0.87$ |
| Tensioni nei nodi compressi, cl.6.5.4.(4)a: | $\sigma_{1Rd} = k_1 \times \nu' \times f_{cd} = 15.81$ N/mm ² |
| Larghezza reazione biella compressa verticale: | $X1 = F_{Ed} / (\sigma_{1Rd} \times b_w) = 422.7$ mm |
| Semilarghezza reazione biella verticale per N-1: | $X1 / 2 = 211.3$ mm |
| Equilibrio momenti rispetto al polo A: | $M_a = F_c \times (d - Y1 / 2) = F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + H_{Ed} \times d_1$ |
| Sostituzione della funzione: | $F_c = Y1 \times \sigma_{1Rd} \times b_w$ |
| Costanti dell'equazione quadratica (equilibrio momenti): | $C1 = b_w \times \sigma_{1Rd}$ |
| | $C2 = 2 \times b_w \times \sigma_{1Rd} \times d$ |
| | $C3 = 2 \times F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + 2 \times H_{Ed} \times d_1$ |
| Risolvendo su Y1 (altezza del vincolo interno): | $Y1 = -(-C2 + (C2^2 - 4 \times C1 \times C3)^{1/2}) / (2 \times C1) = 263.6$ mm |
| Altezza verticale dell'impronta vincolare in N-1: | $Y1 / 2 = 131.8$ mm |

Angolo di inclinazione della biella convenzionale compressa

$$\theta = \text{atan}((d - Y1 / 2) / (a_c + X1 / 2)) = 58.2^\circ$$

$$\tan(\theta) = 1.61$$

NOTA - L'angolo θ rientra nel limite $1.00 \leq \tan(\theta) \leq 2.50$

progettazione ati:

Braccio di leva a flessione (modello “tirante-puntone”)

Braccio di leva interno: $z = d - Y_1 / 2 = 3240$ mm

Verifica tensione di compressione della biella compressa nel nodo N-2

Reazione vincolare interna orizzontale in N-1: $F_c = Y_1 \times b_w \times \sigma_{1Rd} = 12504.1$ kN

Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 23629.5$ kN

Secondo Fig.6.27 in EC2, si ha: $u = 2 \times (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 309$ mm

Larghezza della biella compressa – Fig.6.27, EC2: $a_2 = a_1 \times \sin(\theta) + u \times \cos(\theta) = 916$ mm

Tensione nella biella convenzionale compressa: $\sigma_{str} = F_{str} / (a_2 \times b_w) = 8.60$ N/mm²

Tensione di sicurezza – cl.6.5.4(4) b): $\sigma_{2Rd} = k_3 \times v' \times f_{cd} = 11.86$ N/mm²

OK - La tensione nella biella di cls rientra nel limite massimo

Verifica a schiacciamento biella convenzionale compressa

Altezza plinto di fondazione nella sezione per F_{Ed} : $h_a = h_c = 3500$ mm

Distanza effettiva barre nella sezione per F_{Ed} : $d_a = h_a - (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 3346$ mm

Compressione assiale per sforzo normale nel cls: $\sigma_{cp} = -H_{Ed} / (b_w \times h_a) = -0.11$ N/mm²

Coefficiente di compressione - cl.6.2.3(3): $\alpha_{cw} = 1.000$

Fattore di riduzione resistenza a taglio: $v_1 = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.523$

Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 23629.5$ kN

Massima resistenza a schiacciamento – cl.6.2.3(2): $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = 41320.2$ kN

OK - La forza di compressione nella biella è minore del limite a schiacciamento

Forza di trazione nelle barre portanti (modello tirante-puntone)

Dall'equilibrio alla traslazione orizzontale: $F_t = F_c + H_{Ed} = 13704.1$ kN

Controllo quantitative armature a trazione (tirante)

Quantitativo minimo di area di barre a trazione: $A_{s,main,min} = F_t / f_{yd} = 35022$ mm²

Quantitativo di armatura effettiva disposta: $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times D_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times D_{spez}^2 / 4 = 55983$ mm²

Rapporto quantitativi di armatura (portante): $R_{steel} = A_{s,main,min} / A_{s,main} = 0.626$

OK - Quantitativo di armatura tesa disposta sufficiente

Verifica massimi interessi armature diffuse - EC2 p.to 9.3.1.1(3)

Altezza (costante) della sezione resistente: $h_c = 3500$ mm

Passo massimo armature diffuse principali: $s_{max,slabs,p} = \min(2 \times h_c, 250 \text{ mm}) = 250$ mm

Passo massimo armature diffuse secondarie: $s_{max,slabs,s} = \min(3 \times h_c, 400 \text{ mm}) = 400$ mm

Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione: $i_{main} = 100$ mm

Interasse barre longitudinali secondarie: $i_{rip} = 100$ mm

OK - Massimi interessi armature diffuse rispettati

Riepilogo armature disposte (diffuse e concentrate)

Diametro armatura esterna di staffaggio: $\phi_{main,rip} = 16$ mm (staffatura esterna)

Interasse armatura diffusa secondaria: $i_{rip} = 100$ mm (interasse staffatura)

progettazione ati:

| | |
|--|--|
| Diametro armatura diffusa portante (I layer): | $\phi_{\text{main}} = 25$ mm (layer esterno) |
| interasse armature diffusa portante: | $i_{\text{main}} = 100$ mm |
| numero barre I layer (esterno): | $N_{\text{main}} = 30\phi 25$ |
| | |
| Diametro distanziatori (strati armature aggiuntive): | $d_{\text{dist}} = \phi_{\text{spez}} = 25$ mm |
| Diametro barre portanti aggiuntive (layer interni): | $\phi_{\text{spez}} = 25$ mm |
| Interasse barre portanti aggiuntive (layer interni): | $i_{\text{spez}} = 100$ mm |
| Numero barre totali da calcolo (su layer interni): | $N_{\text{spez}} = 60.0$ |
| Numero barre aggiuntive disposti (layer interni): | $N_{\text{spez,eff}} = 60\phi 25$ |

progettazione ati:

11.8 Verifica curvatura convenzionale di prima plasticizzazione

Le sollecitazioni maggiormente gravose nella sezione del fusto pila allo spiccato sono le seguenti:

SLU_04

| | |
|------------------------|---|
| Assiale compressione: | $N_{Ed} = 40644$ kN; (compressione) |
| Momento longitudinale: | $M_{Ed,X} = 3696$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato) |
| Momento trasversale: | $M_{Ed,Y} = 70680$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato) |
| Taglio vettoriale: | $H_{Ed} = 2437$ kN |

SLV_03 (N_{max})

| | |
|------------------------|--|
| Assiale compressione: | $N_{Ed} = 26924$ kN; (compressione) |
| Momento longitudinale: | $M_{Ed,X} = 30211$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato) |
| Momento trasversale: | $M_{Ed,Y} = 21120$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato) |
| Taglio vettoriale: | $H_{Ed} = 6000$ kN |

SLV_03 (N_{min})

| | |
|------------------------|--|
| Assiale compressione: | $N_{Ed} = 23324$ kN; (compressione) |
| Momento longitudinale: | $M_{Ed,X} = 30211$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato) |
| Momento trasversale: | $M_{Ed,Y} = 21120$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato) |
| Taglio vettoriale: | $H_{Ed} = 6000$ kN |

Le sollecitazioni flessionali più gravose in termini di verifica delle curvature di prima plasticizzazione sono trasversali (impegnano la dimensione maggiore della sezione resistente della pila) e longitudinali (impegnano la dimensione minore della sezione resistente della pila). Di seguito, le coordinate della carpenteria della sezione della pila allo spiccato e relative armature.

progettazione ati:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sezione_PILA_Venturello

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Sezione pila VENTURELLO - spiccato - C32/40

N° Vertici: 10 Zoom N° barre: 88 Zoom

| N° | x [cm] | y [cm] | N° | As [cm²] | x [cm] | y [cm] |
|----|--------|--------|----|----------|--------|--------|
| 1 | 240.06 | 105 | 1 | 4.91 | 158.6 | 440.4 |
| 2 | 180.06 | 0 | 2 | 4.91 | 144.3 | 440.4 |
| 3 | 0.06 | 0 | 3 | 4.91 | 130 | 440.4 |
| 4 | -59.94 | 105 | 4 | 4.91 | 115.7 | 440.4 |
| 5 | -59.94 | 275 | 5 | 4.91 | 101.3 | 440.4 |
| 6 | -59.94 | 345 | 6 | 4.91 | 87 | 440.4 |

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 49050 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

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

Tipo rottura

Materiali

B450C C32/40

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

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

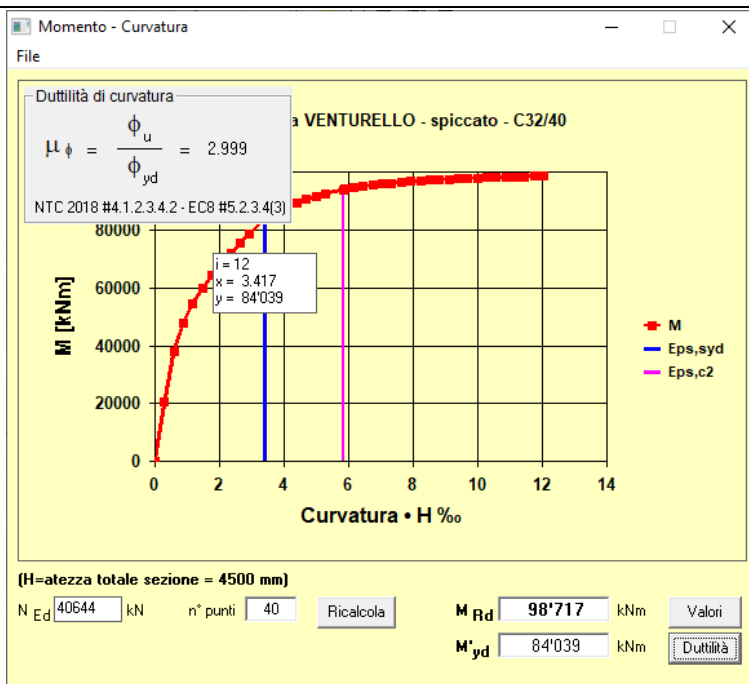
L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Figura 8 - Dati geometria carpenteria e armature pila allo spiccato - 88φ25 (dati su VcaSlu)

progettazione ati:



comb. SLU_04

Momento - Curvatura

File

| Curv. · H [‰] | M [kN m] | eps Cls [‰] | eps Acc [‰] | N Cls [kN] |
|---------------|-----------|-------------|-------------|------------|
| 0.294 | 20'844.35 | 0.333 | -0.045 | 38'995.04 |
| 0.587 | 38'231.19 | 0.476 | 0.099 | 39'059.59 |
| 0.881 | 47'962.63 | 0.597 | 0.265 | 39'324.57 |
| 1.175 | 54'629.96 | 0.704 | 0.445 | 39'709.73 |
| 1.468 | 59'900.16 | 0.804 | 0.633 | 40'166.49 |
| 1.762 | 64'401.88 | 0.899 | 0.826 | 40'670.12 |
| 2.055 | 68'428.02 | 0.989 | 1.022 | 41'206.05 |
| 2.349 | 72'134.16 | 1.078 | 1.221 | 41'764.84 |
| 2.643 | 75'610.88 | 1.164 | 1.422 | 42'339.90 |
| 2.936 | 78'914.06 | 1.250 | 1.624 | 42'926.43 |
| 3.417 | 84'038.71 | 1.388 | 1.957 | 43'902.30 |
| 3.524 | 84'805.43 | 1.417 | 2.032 | 44'028.77 |
| 3.817 | 86'694.18 | 1.495 | 2.241 | 44'334.84 |
| 4.111 | 88'307.28 | 1.571 | 2.452 | 44'588.17 |
| 4.404 | 89'684.93 | 1.647 | 2.664 | 44'793.33 |
| 4.698 | 90'888.95 | 1.721 | 2.877 | 44'964.60 |
| 4.992 | 91'921.06 | 1.793 | 3.092 | 45'096.91 |
| 5.285 | 92'781.45 | 1.865 | 3.307 | 45'185.90 |

(H=altezza totale sezione = 4500 mm)

N_{Ed} 40644 kN n° punti 40 Ricalcola

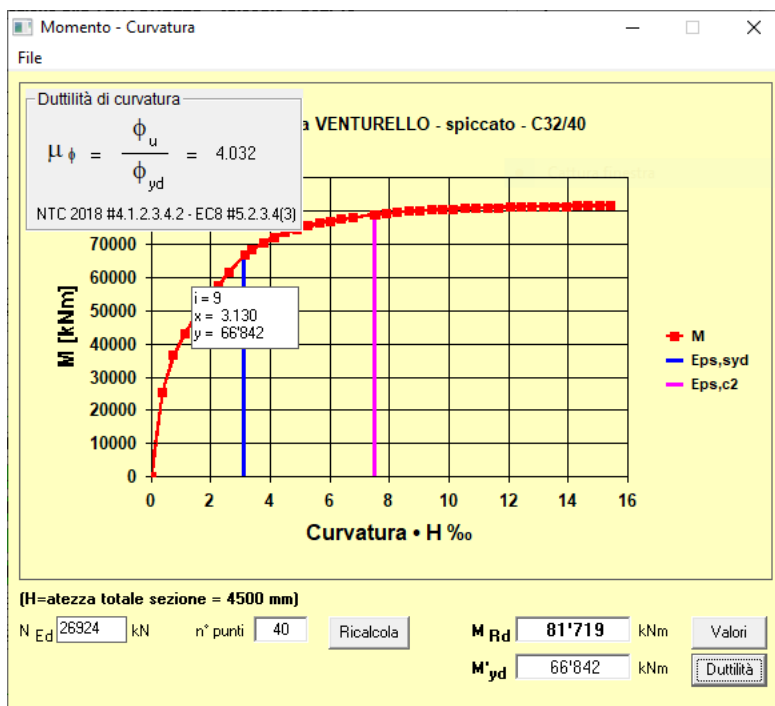
M_{Rd} 98717 kNm Grafico

M'yd 84039 kNm Duttilità

comb. SLU_04

Domanda in termini di duttilità di curvatura: $\mu_{Ed} < 2.349/1000 < \mu_{\phi}(N_{Ed}) = 3.417/1000 \rightarrow$ per $M_{Ed,y} = 70680$ kNm (VERIFICATO)

progettazione ati:



SLV_03b (N_{min})

Momento - Curvatura

File

| Curv. : H [%] | M [kN m] | eps Cls [%] | eps Acc [%] | N Cls [kN] |
|---------------|-----------|-------------|-------------|------------|
| 0.376 | 25'449.80 | 0.306 | 0.063 | 25'901.66 |
| 0.752 | 36'526.99 | 0.449 | 0.287 | 26'343.73 |
| 1.129 | 43'157.50 | 0.569 | 0.535 | 26'996.71 |
| 1.505 | 48'442.90 | 0.679 | 0.794 | 27'746.90 |
| 1.881 | 53'123.58 | 0.782 | 1.059 | 28'551.45 |
| 2.257 | 57'470.85 | 0.882 | 1.327 | 29'388.90 |
| 2.634 | 61'607.71 | 0.980 | 1.598 | 30'246.77 |
| 3.130 | 66'842.23 | 1.106 | 1.957 | 31'395.43 |
| 3.386 | 68'536.37 | 1.167 | 2.147 | 31'746.99 |
| 3.762 | 70'578.48 | 1.252 | 2.430 | 32'167.18 |
| 4.139 | 72'229.89 | 1.335 | 2.715 | 32'499.61 |
| 4.515 | 73'573.43 | 1.416 | 3.003 | 32'757.71 |
| 4.891 | 74'629.52 | 1.493 | 3.294 | 32'939.17 |
| 5.267 | 75'535.53 | 1.569 | 3.586 | 33'086.85 |
| 5.644 | 76'318.05 | 1.644 | 3.879 | 33'205.71 |
| 6.020 | 76'999.88 | 1.717 | 4.174 | 33'300.89 |
| 6.396 | 77'601.05 | 1.790 | 4.470 | 33'377.66 |
| 6.772 | 78'123.40 | 1.861 | 4.766 | 33'433.38 |
| 7.500 | 79'999.85 | 2.000 | 5.340 | 33'506.30 |

(H=altezza totale sezione = 4500 mm)

N_{Ed} 26924 kN n* punti 40 Ricalcola M_{Rd} 81'719 kNm Grafico
M'_{yd} 66'842 kNm Duttilità

SLV_03b (N_{min})

Domanda in termini di duttilità di curvatura: $\mu_{Ed} < 0.376/1000 < \mu_{\psi}(N_{Ed}) = 3.396/1000 \rightarrow$ per $M_{Ed,y} = 21120$ kNm (VERIFICATO)

progettazione ati:

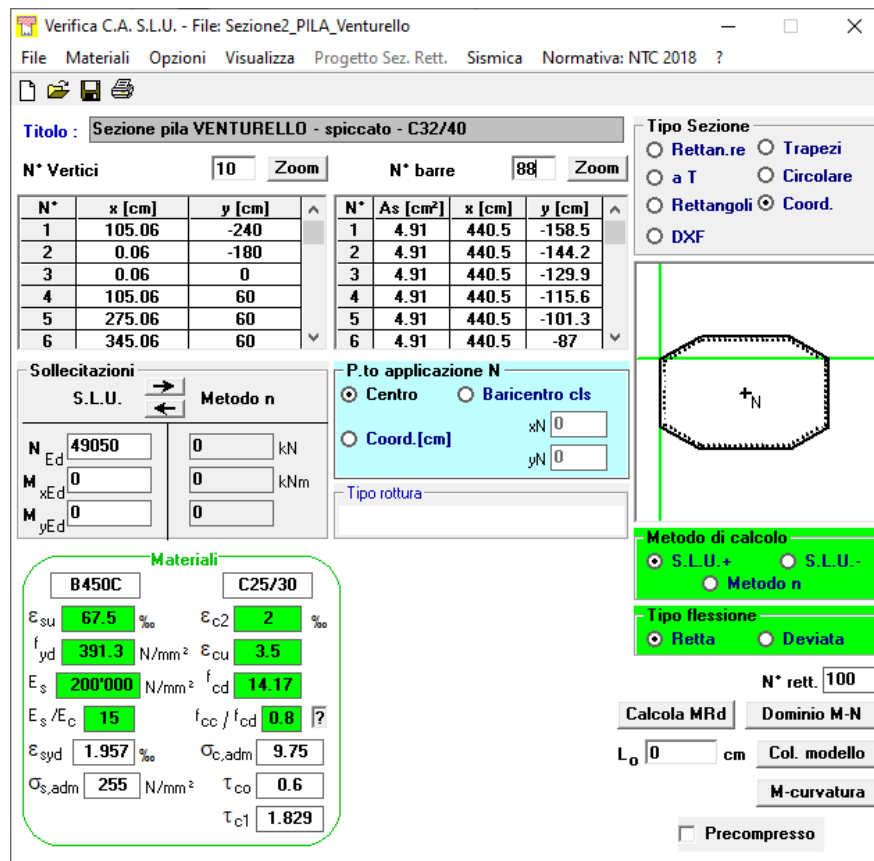


Figura 9 - Sezione pila allo spiccato - 88φ25 (dati su VcaSlu)

SLV_03 (N_{min})

Assiale compressione:

$N_{Ed} = 23324$ kN; (compressione)

Momento longitudinale:

$M_{Ed,X} = 30211$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)

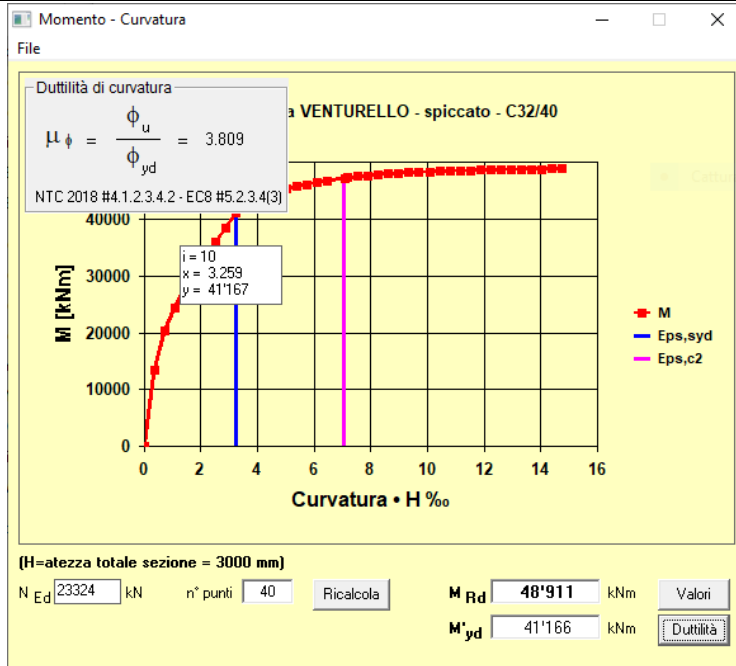
Momento trasversale:

$M_{Ed,Y} = 21120$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)

Taglio vettoriale:

$H_{Ed} = 6000$ kN

progettazione ati:



SLV_03 (N_{min})

Momento - Curvatura

File

| Curv. · H [%] | M [kN m] | eps Cls [%] | eps Acc [%] | N Cls [kN] |
|---------------|-----------|-------------|-------------|------------|
| 0.360 | 13'496.48 | 0.312 | 0.036 | 22'123.67 |
| 0.719 | 20'323.67 | 0.457 | 0.239 | 22'425.04 |
| 1.079 | 24'440.00 | 0.579 | 0.465 | 22'939.77 |
| 1.439 | 27'741.84 | 0.691 | 0.702 | 23'552.22 |
| 1.798 | 30'680.22 | 0.796 | 0.945 | 24'218.94 |
| 2.158 | 33'419.37 | 0.897 | 1.192 | 24'918.35 |
| 2.518 | 36'033.38 | 0.997 | 1.440 | 25'637.88 |
| 2.877 | 38'560.19 | 1.095 | 1.691 | 26'369.51 |
| 3.259 | 41'166.48 | 1.198 | 1.957 | 27'152.00 |
| 3.597 | 42'404.34 | 1.279 | 2.202 | 27'444.57 |
| 3.956 | 43'415.71 | 1.362 | 2.467 | 27'653.14 |
| 4.316 | 44'194.00 | 1.442 | 2.736 | 27'780.37 |
| 4.676 | 44'786.31 | 1.519 | 3.007 | 27'839.87 |
| 5.035 | 45'300.76 | 1.594 | 3.280 | 27'880.21 |
| 5.395 | 45'751.51 | 1.668 | 3.554 | 27'904.82 |
| 5.755 | 46'142.35 | 1.741 | 3.830 | 27'912.05 |
| 6.114 | 46'484.99 | 1.812 | 4.107 | 27'905.10 |
| 6.474 | 46'794.00 | 1.883 | 4.384 | 27'891.36 |

(H=altezza totale sezione = 3000 mm)

N_{Ed} 23324 kN n° punti 40 Ricalcola

M_{Rd} 48'911 kNm Grafico

M'_{yd} 41'166 kNm Duttilità

SLV_03 (N_{min})

Domanda in termini di duttilità di curvatura: $\mu_{Ed} < 1.798/1000 = \mu_{\phi}(N_{Ed}) = 3.259/1000 \rightarrow$ per $M_{Ed,X} = 30211$ kNm (VERIFICATO)

progettazione ati:

12 VERIFICA BAGGIOLI DI APPOGGIO

Pila verifica SLU

Baggiolo - caratteristiche geometriche

| | | |
|------------------|---------------------|---------------------------------|
| B = | 1.30 m | (dimensione longitudinale) |
| H = | 1.30 m | (dimensione trasversale) |
| h = | 0.15 m | (altezza) |
| A _c = | 1.69 m ² | (area di impronta del baggiolo) |

Apparecchio di appoggio

| | | |
|-------------------|---------------------|---|
| tipo = | Isolatore - | |
| N _u = | 20060 kN | (carico ultimo verticale) |
| H _{lu} = | 210 kN | (carico ultimo orizzontale longitudinale) |
| H _{tu} = | 1200 kN | (carico ultimo orizzontale trasversale) |
| φ = | 0.9 m | (diametro dell'apparecchio) |
| A _{co} = | 0.64 m ² | (area caricata) |
| A _{c1} = | 1.33 m ² | (area diffusa massima che è possibile iscrivere nell'area totale A _c) |

Materiali

| | | |
|--------------------|-----------|-----------------------------------|
| R _{ck} = | 45 Mpa | |
| f _{ctd} = | 1.49 Mpa | |
| f _{cd} = | 23.34 Mpa | |
| f _{yd} = | 391 Mpa | |
| β = | 0.2 - | (contributo dovuto alla coesione) |
| μ = | 0.6 - | (contributo dovuto all'attrito) |

Caratteristiche della sollecitazione

| | | |
|--------------------|----------|--|
| N _{max} = | 20060 kN | (carico verticale massimo) |
| N _{min} = | 4660 kN | (carico verticale minimo derivante dall'impalcato) |
| H _{max} = | 1218 kN | |

Verifica allo scorrimento

| | | |
|---|-----------------------|--------------------------------|
| A _a = 2x(8+8)φ25 = | 157.1 cm ² | (armatura baggioli) |
| ρ = A _a /A _c = | 1% - | (rapporto di armatura) |
| σ _{cd} = N _{min} /A _c = | 2.76 Mpa | (pressione minima di contatto) |
| T _{sd} = | 1218.23643 kN | (sforzo massimo orizzontale) |
| τ _{sd} = T _{sd} /A _c = | 0.72 Mpa | |
| τ _{rd} = βf _{ctd} + μx(ρf _{yd} + σ _{cd}) = | 4.14 Mpa | |
| τ _{rd} = min(τ _{rd} ; 0.25f _{cd}) = | 4.14 Mpa | |
| verifica = τ _{sd} < τ _{rd} | 0.72 < 4.14 Mpa | |

Verifica a compressione

| | | |
|--|------------------|------------------------------|
| N _{sd} = | 20060 kN | (forza verticale di calcolo) |
| N _{rd} = A _{co} x f _{cd} x (A _{c1} /A _{co}) ^{0.5} = | 21451 kN | |
| N _{rd} = min(τ _{rd} ; 3xA _{co} x f _{cd}) = | 21451 kN | |
| verifica = N _{sd} < N _{rd} | 20060 < 21451 kN | |

Verifica dell'armatura orizzontale

| | | |
|---|-----------------------|--|
| F _b = 0.3xN _{sd} x(A _{co} /A _{c1}) = | 2884 kN | (forza risultante di trazione orizzontale) |
| A _s = F _b /f _{yd} = | 73.71 cm ² | (armatura necessaria) |

progettazione ati:

Pila verifica SLV

Baggiolo - caratteristiche geometriche

| | | |
|------------------|---------------------|---------------------------------|
| B = | 1.30 m | (dimensione longitudinale) |
| H = | 1.30 m | (dimensione trasversale) |
| h = | 0.15 m | (altezza) |
| A _c = | 1.69 m ² | (area di impronta del baggiolo) |

Apparecchio di appoggio

| | | |
|-------------------|---------------------|---|
| tipo = | Isolatore - | |
| N _u = | 9840 kN | (carico ultimo verticale) |
| H _{lu} = | 470 kN | (carico ultimo orizzontale longitudinale) |
| H _{tu} = | 1220 kN | (carico ultimo orizzontale trasversale) |
| φ = | 0.90 m | (diametro dell'apparecchio) |
| A _{co} = | 0.64 m ² | (area caricata) |
| A _{c1} = | 1.33 m ² | (area diffusa massima che è possibile iscrivere nell'area totale A _c) |

Materiali

| | | |
|--------------------|----------------|-----------------------------------|
| R _{ck} = | 45 Mpa | |
| f _{ctd} = | 1.49 Mpa | |
| f _{cd} = | 23.34 Mpa | |
| f _{yd} = | 391 Mpa | |
| β = | 0.2 - | (contributo dovuto alla coesione) |
| μ = | 0.6 - | (contributo dovuto all'attrito) |

Caratteristiche della sollecitazione

| | | |
|--------------------|----------------|--|
| N _{max} = | 9840 kN | (carico verticale massimo) |
| N _{min} = | 7040 kN | (carico verticale minimo derivante dall'impalcato) |
| H _{max} = | 1307 kN | |

Verifica allo scorrimento

| | | |
|---|------------------------------|--------------------------------|
| A _a = 2x(8+8)φ25 = | 157.1 cm ² | (armatura baggioli) |
| ρ = A _a /A _c = | 1% - | (rapporto di armatura) |
| σ _{cd} = N _{min} /A _c = | 4.17 Mpa | (pressione minima di contatto) |
| T _{sd} = | 1307 kN | (sforzo massimo orizzontale) |
| τ _{sd} = T _{sd} /A _c = | 0.77 Mpa | |
| τ _{rd} = βf _{ctd} + μx(ρf _{yd} + σ _{cd}) = | 4.98 Mpa | |
| τ _{rd} = min(τ _{rd} ; 0.25f _{cd}) = | 4.98 Mpa | |

verifica = τ_{sd} < τ_{rd} 0.77 < 4.98 Mpa

Verifica a compressione

| | | |
|--|----------|------------------------------|
| N _{sd} = | 9840 kN | (forza verticale di calcolo) |
| N _{rd} = A _{co} x f _{cd} x (A _{c1} /A _{co}) ^{0.5} = | 21451 kN | |
| N _{rd} = min(τ _{rd} ; 3xA _{co} x f _{cd}) = | 21451 kN | |

verifica = N_{sd} < N_{rd} 9840 < 21451 kN

Verifica dell'armatura orizzontale

| | | |
|---|-----------------------|--|
| F _b = 0.3xN _{sd} x(A _{co} /A _{c1}) = | 1415 kN | (forza risultante di trazione orizzontale) |
| A _s = F _b /f _{yd} = | 36.16 cm ² | (armatura necessaria) |

progettazione ati:

Spalla verifica SLU

Baggiolo - caratteristiche geometriche

| | | |
|------------------|---------------------|---------------------------------|
| B = | 1.00 m | (dimensione longitudinale) |
| H = | 1.00 m | (dimensione trasversale) |
| h = | 0.15 m | (altezza) |
| A _c = | 1.00 m ² | (area di impronta del baggiolo) |

Apparecchio di appoggio

| | | |
|-------------------|---------------------|---|
| tipo = | Isolatore - | |
| N _u = | 5810 kN | (carico ultimo verticale) |
| H _{lu} = | 350 kN | (carico ultimo orizzontale longitudinale) |
| H _{tu} = | 1050 kN | (carico ultimo orizzontale trasversale) |
| φ = | 0.80 m | (diametro dell'apparecchio) |
| A _{co} = | 0.50 m ² | (area caricata) |
| A _{c1} = | 0.79 m ² | (area diffusa massima che è possibile iscrivere nell'area totale A _c) |

Materiali

| | | |
|--------------------|----------------|-----------------------------------|
| R _{ck} = | 45 Mpa | |
| f _{ctd} = | 1.49 Mpa | |
| f _{cd} = | 23.34 Mpa | |
| f _{yd} = | 391 Mpa | |
| β = | 0.2 - | (contributo dovuto alla coesione) |
| μ = | 0.6 - | (contributo dovuto all'attrito) |

Caratteristiche della sollecitazione

| | | |
|--------------------|----------------|--|
| N _{max} = | 5810 kN | (carico verticale massimo) |
| N _{min} = | 550 kN | (carico verticale minimo derivante dall'impalcato) |
| H _{max} = | 1107 kN | |

Verifica allo scorrimento

| | | |
|---|---------------------------|--------------------------------|
| A _a = 2x(7+7)φ20 = | 88 cm ² | (armatura baggioli) |
| ρ = A _a /A _c = | 1% - | (rapporto di armatura) |
| σ _{cd} = N _{min} /A _c = | 0.55 Mpa | (pressione minima di contatto) |
| T _{sd} = | 1107 kN | (sforzo massimo orizzontale) |
| τ _{sd} = T _{sd} /A _c = | 1.11 Mpa | |
| τ _{rd} = βf _{ctd} + μx(ρf _{yd} + σ _{cd}) = | 2.69 Mpa | |
| τ _{rd} = min(τ _{rd} ; 0.25f _{cd}) = | 2.69 Mpa | |

verifica = τ_{sd} < τ_{rd} 1.11 < 2.69 Mpa

Verifica a compressione

| | | |
|--|----------|------------------------------|
| N _{sd} = 1.5xN _{max} = | 5810 kN | (forza verticale di calcolo) |
| N _{rd} = A _{co} x f _{cd} x (A _{c1} /A _{co}) ^{0.5} = | 14667 kN | |
| N _{rd} = min(τ _{rd} ; 3xA _{co} x f _{cd}) = | 14667 kN | |

verifica = N_{sd} < N_{rd} 5810 < 14667 kN

Verifica dell'armatura orizzontale

| | | |
|---|--------------------|--|
| F _b = 0.3xN _{sd} x(A _{co} /A _{c1}) = | 1116 kN | (forza risultante di trazione orizzontale) |
| A _s = F _b /f _{yd} = | 29 cm ² | (armatura necessaria) |

progettazione ati:

Spalla verifica SLV

Baggiolo - caratteristiche geometriche

| | | |
|------------------|---------------------|---------------------------------|
| B = | 1.00 m | (dimensione longitudinale) |
| H = | 1.00 m | (dimensione trasversale) |
| h = | 0.15 m | (altezza) |
| A _c = | 1.00 m ² | (area di impronta del baggiolo) |

Apparecchio di appoggio

| | | |
|-------------------|---------------------|---|
| tipo = | Isolatore - | |
| N _u = | 2510 kN | (carico ultimo verticale) |
| H _{lu} = | 500 kN | (carico ultimo orizzontale longitudinale) |
| H _{tu} = | 750 kN | (carico ultimo orizzontale trasversale) |
| φ = | 0.80 m | (diametro dell'apparecchio) |
| A _{co} = | 0.50 m ² | (area caricata) |
| A _{c1} = | 0.79 m ² | (area diffusa massima che è possibile iscrivere nell'area totale A _c) |

Materiali

| | | |
|--------------------|----------------|-----------------------------------|
| R _{ck} = | 45 Mpa | |
| f _{ctd} = | 1.49 Mpa | |
| f _{cd} = | 23.34 Mpa | |
| f _{yd} = | 391 Mpa | |
| β = | 0.2 - | (contributo dovuto alla coesione) |
| μ = | 0.6 - | (contributo dovuto all'attrito) |

Caratteristiche della sollecitazione

| | | |
|--------------------|----------------|--|
| N _{max} = | 2510 kN | (carico verticale massimo) |
| N _{min} = | 860 kN | (carico verticale minimo derivante dall'impalcato) |
| H _{max} = | 901 kN | |

Verifica allo scorrimento

| | | |
|---|---------------------------|--------------------------------|
| A _a = 2x(7+7)φ20 = | 88 cm ² | (armatura baggioli) |
| ρ = A _a /A _c = | 1% - | (rapporto di armatura) |
| σ _{cd} = N _{min} /A _c = | 0.86 Mpa | (pressione minima di contatto) |
| T _{sd} = | 901 kN | (sforzo massimo orizzontale) |
| τ _{sd} = T _{sd} /A _c = | 0.90 Mpa | |
| τ _{rd} = βf _{ctd} + μx(ρf _{yd} + σ _{cd}) = | 2.88 Mpa | |
| τ _{rd} = min(τ _{rd} ; 0.25f _{cd}) = | 2.88 Mpa | |

verifica = τ_{sd} < τ_{rd} 0.90 < 2.88 Mpa

Verifica a compressione

| | | |
|--|----------|------------------------------|
| N _{sd} = 1.5xN _{max} = | 2510 kN | (forza verticale di calcolo) |
| N _{rd} = A _{c0} x f _{cd} x (A _{c1} /A _{c0}) ^{0.5} = | 14667 kN | |
| N _{rd} = min(τ _{rd} ; 3xA _{c0} x f _{cd}) = | 14667 kN | |

verifica = N_{sd} < N_{rd} 2510 < 14667 kN

Verifica dell'armatura orizzontale

| | | |
|---|--------------------|--|
| F _b = 0.3xN _{sd} x(A _{c0} /A _{c1}) = | 482 kN | (forza risultante di trazione orizzontale) |
| A _s = F _b /f _{yd} = | 12 cm ² | (armatura necessaria) |

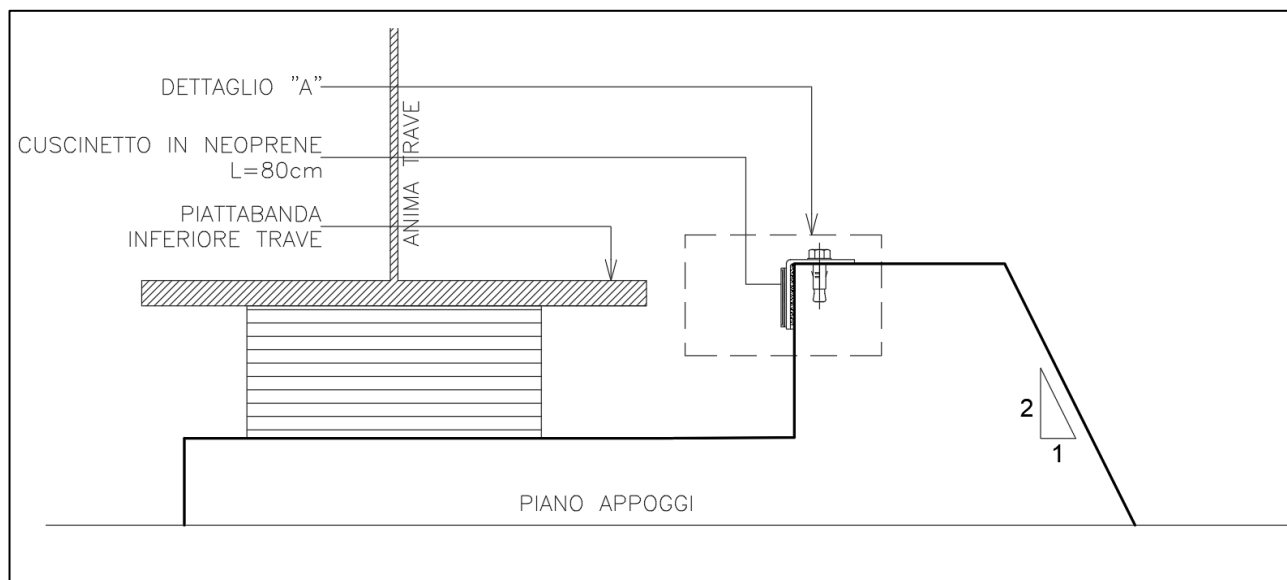
progettazione ati:

13 VERIFICA RITEGNI SISMICI

Il ritegno sismico è un elemento strutturale inserito in prossimità degli appoggi ed avente la funzione di elemento di fine corsa.

Come indicato nel §7.9.5.3.3 delle NTC2018, tale dispositivo viene introdotto nel momento in cui non possa essere garantita un'opportuna zona di sovrapposizione tra impalcato e pila, ovvero i due elementi che hanno scorrimento relativo tra di essi.

Come riportato nella figura **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, il ritegno sismico è costituito da una truttura di calcestruzzo armato, con altezza tale da permettere la battuta della piattabanda inferiore su un cuscinetto in neoprene installato sul ritegno stesso.



Sezione in asse appoggio Ritegno sismico

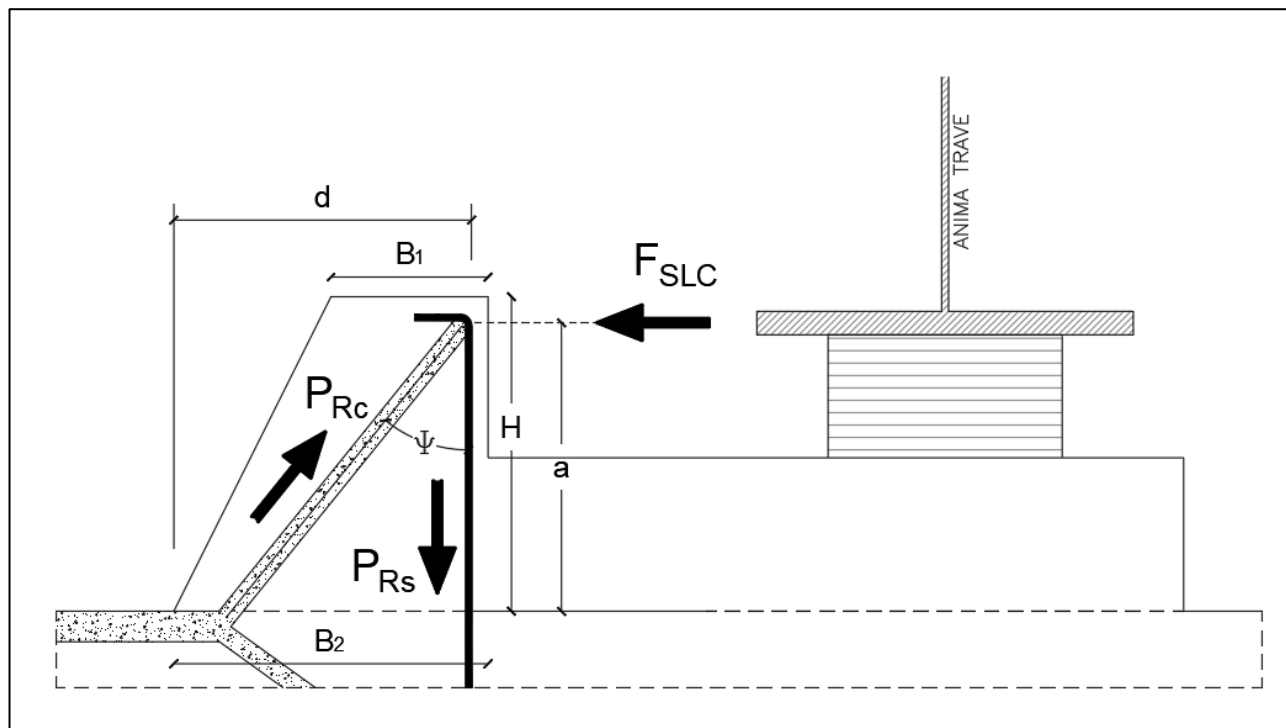
Tale elemento viene dimensionato per assorbire la forza trasmessa dalla piattabanda inferiore della trave valutata allo stato limite di collasso.

progettazione ati:

13.1 Ritegni spalle

Il ritegno sismico, essendo un elemento tozzo viene verificato con un modello "Strut and Tie" in accordo al §4.1.2.3.7 delle NTC2018 dove viene indicato che: "Per gli elementi per cui non valgono i modelli meccanici semplici, le verifiche di sicurezza possono essere condotte con riferimento a schematizzazioni basate sull'individuazione di tiranti e puntoni."

Di seguito si riporta lo schema tirante-puntone adottato per la verifica strutturale dell'elemento in analisi.



Modello "Strut and Tie" Ritegno sismico

La portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura viene valutata attraverso l'equazione seguente:

$$P_{RS} = A_s x f_{sd} x \left(\frac{1}{\lambda}\right)$$

Dove:

- A_s rappresenta l'area di armatura;
- f_{sd} rappresenta la tensione di snervamento dell'acciaio;
- λ rappresenta la cotangente di ψ .

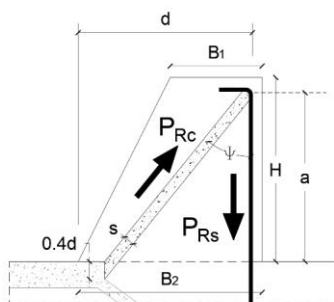
Per soddisfare la verifica, il valore ottenuto di portanza della mensola deve essere maggiore della forza agente.

La resistenza del puntone compresso viene valutata mediante la seguente relazione:

$$P_{Rc} = 0.4 \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{c}{1 + \lambda^2}\right)$$

Dove:

- d rappresenta l'altezza utile della sezione;
- L la larghezza del ritegno sismico;
- f_{cd} la resistenza cilindrica di progetto del calcestruzzo;



progettazione ati:

- c un coefficiente di valore pari ad 1 per elementi non staffati ed 1.5 per elementi con staffe.

Oltre a verificare che le resistenze così valutate siano maggiori della sollecitazione di calcolo, in accordo al paragrafo §4.1.2.3.7 deve essere garantita la seguente relazione per la gerarchia delle resistenze:

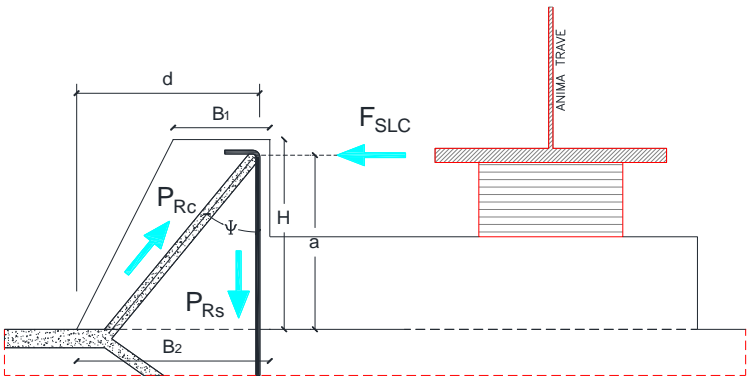
$$P_{Rs} < P_{Rc}$$

Garantendo la disuguaglianza soprariportata, si va ad evitare una possibile rottura fragile del ritegno sismico.

Di seguito si riporta la verifica effettuata con un foglio excel realizzato ad hoc per tale dispositivo.

| VERIFICA RITEGNO SISMICA | | | |
|---------------------------------|---------|----------|--|
| MATERIALI | | | |
| Calcestruzzo: | | | |
| C35/45 | | | |
| R_{ck} | 45 | N/mm^2 | Resistenza caratteristica cubica a compressione |
| f_{ck} | 37.35 | N/mm^2 | Resistenza caratteristica cubica a cilindrica |
| γ_{cls} | 1.5 | - | Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo |
| f_{cd} | 21.165 | N/mm^2 | Resistenza di progetto a compressione |
| Acciaio: | | | |
| B450C | | | |
| f_{sk} | 450 | N/mm^2 | Tensione caratteristica a snervamento |
| γ_{cls} | 1.15 | - | Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio |
| f_{sd} | 391.304 | N/mm^2 | Tensione di progetto acciaio |

progettazione ati:

| GEOMETRIA | | | |
|--|---------|--------------------|--|
|  | | | |
| B ₁ | 0.5 | m | Base minore ritegno sismico |
| B ₂ | 0.79 | m | Base maggiore ritegno sismico |
| d | 0.732 | m | Altezza utile armatura |
| a | 0.505 | m | Distanza di applicazione della forza dalla base |
| H | 0.58 | m | Altezza del ritegno sismico |
| L | 1 | m | Larghezza della mensola |
| VERIFICA | | | |
| $l = a + 0.2d = 0.505 \quad [m]$ | | | |
| $\lambda = \cot g(\psi) = \frac{l}{0.9d} = 0.766545 \quad [-]$ | | | |
| Sollecitazione di calcolo: | | | |
| F _{SLC} | 2020 | kN | |
| Armatura: | | | |
| n° | 8 | [-] | |
| φ | 26 | [mm] | |
| A _s | 42.4743 | [cm ²] | |
| Portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura: | | | |
| $P_{Rs} = (A_s \times f_{sd}) \times \left(\frac{1}{\lambda}\right) = 2168.221 \quad [kN]$ | | | |
| <i>P_{rs} > F_{slc} Verifica Soddisfatta</i> | | | |
| Resistenza del puntone di calcestruzzo: | | | |
| c | 1 | [-] | Coefficiente dal valore di 1 per elementi senza staffe |
| $P_{Rc} = 0.4 * b * d * f_{cd} * \left(\frac{c}{1 + \lambda^2}\right) = 3903.47 \quad kN$ | | | |
| <i>P_{rc} > F_{slc} Verifica Soddisfatta</i> | | | |
| Verifica Gerarchia delle resistenze: | | | |
| <i>P_{rc} > P_{rs} Verifica Soddisfatta</i> | | | |

progettazione ati:

13.2 Ritegni pile

| VERIFICA RITEGNO SISMICA | | | |
|--------------------------|---------|-------------------|--|
| MATERIALI | | | |
| Calcestruzzo: | | | |
| C35/45 | | | |
| R_{ck} | 45 | N/mm ² | Resistenza caratteristica cubica a compressione |
| f_{ck} | 37.35 | N/mm ² | Resistenza caratteristica cubica a cilindrica |
| γ_{cls} | 1.5 | - | Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo |
| f_{cd} | 21.165 | N/mm ² | Resistenza di progetto a compressione |
| Acciaio: | | | |
| B450C | | | |
| f_{sk} | 450 | N/mm ² | Tensione caratteristica a snervamento |
| γ_{cls} | 1.15 | - | Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio |
| f_{sd} | 391.304 | N/mm ² | Tensione di progetto acciaio |
| GEOMETRIA | | | |
| | | | |
| B_1 | 0.5 | m | Base minore ritegno sismico |
| B_2 | 0.745 | m | Base maggiore ritegno sismico |
| d | 0.6875 | m | Altezza utile armatura |
| a | 0.415 | m | Distanza di applicazione della forza dalla base |
| H | 0.49 | m | Altezza del ritegno sismico |
| L | 1 | m | Larghezza della mensola |

progettazione ati:

VERIFICA

$$l = a + 0.2d = 0.415 \quad [\text{m}]$$

$$\lambda = \cot g(\psi) = \frac{l}{0.9d} = 0.670707 \quad [-]$$

Sollecitazione di calcolo:

| | | |
|------------------|------|----|
| F _{SLC} | 1510 | kN |
|------------------|------|----|

Armatura:

| | | |
|----------------|---------|--------------------|
| n° | 6 | [-] |
| φ | 25 | [mm] |
| A _s | 29.4524 | [cm ²] |

Portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:

$$P_{Rs} = (A_s \times f_{sd}) \times \left(\frac{1}{\lambda}\right) = 1718.316 \quad [\text{kN}]$$

P_{rs} > F_{slc} Verifica Soddisfatta

Resistenza del puntone di calcestruzzo:

| | | | |
|---|---|-----|--|
| c | 1 | [-] | Coefficiente dal valore di 1 per elementi senza staffe |
|---|---|-----|--|

$$P_{Rc} = 0.4 * b * d * f_{cd} * \left(\frac{c}{1 + \lambda^2}\right) = 4014.47 \quad \text{kN}$$

P_{rc} > F_{slc} Verifica Soddisfatta

Verifica Gerarchia delle resistenze:

P_{rc} > P_{rs} Verifica Soddisfatta

progettazione ati:

14 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Valutazione semplificata del massimo carico verticale agente sui pali della Spalla A in condizione SLU

Peso ed eccentricità spalla :

- P1 (fondazione) = $25 \times 16,80 \times 13,20 \times 1,80 = 9979$ kN
- M11 (eccentricità L fondazione rispetto baricentro palificata 0,00m) : 0 kNm
- Mt1 (eccentricità T fondazione rispetto baricentro palificata 0,00m) : 0 kNm

- P2 (elevazione con γ medio terreno-cl) = $22 \times 11,00 \times 12,00 \times 7,25 = 21054$ kN
- M12 (eccentricità L elevazione rispetto baricentro palificata $13,20/2 - 11,00/2 = 1,10$ m): $21054 \times -1,10 = -23159$ kNm (antiorario)
- Mt2 (eccentricità T elevazione rispetto baricentro palificata 0,00m) : 0 kNm

- P3 (peso proprio impalcato) : 3500 kN
- M13 (eccentricità L impalcato rispetto baricentro palificata $13,20/2 - 3,60 = 1,80$ m): $3500 \times 3,60 = +12600$ kNm (orario)
- Mt3 (eccentricità T impalcato rispetto baricentro palificata 0,00m) : 0 kNm

- P4 (peso proprio carichi mobili) : $1850 + 350 = 2200$ kN
- M14 (eccentricità L carichi mobili rispetto baricentro palificata): $2200 \times 3,60 = +7920$ kNm (orario)
- Mt4 $+2200 \times 2,72 = 5984$ kNm

- Vento trasversale Mt5 = $1400 \times 8,50 \times 0,6 = 7140$ kNm

- M16 (Spinta terre a riposo) : $18 \times 0,426 \times 7,25^3 / 6 \times 12,00 = 5844$ kNm
- M17 (Spinta sovraccarico) : $20 \times 0,426 \times 7,25^2 / 2 \times 12,00 = 2687$ kNm

- P tot = $9979 + 21054 + 3500 + 2200 = 36733$ kN
- M1 tot = $-23159 + 12600 + 7920 + 5844 + 2687 = 5892$ kNm
- Mt tot = $5984 + 7140 = 13124$ kN/m

Nmediopali = 120

Wlong = $2 \times 12 \times (0,675^2 + 2,025^2 + 3,375^2 + 4,725^2 + 6,075^2) / 6,075 = 297$ palo/m

Wtras = $2 \times 10 \times (0,70^2 + 2,10^2 + 3,50^2 + 4,90^2 + 6,30^2 + 7,70^2) / 7,70 = 364$ palo/m

Valutazione del massimo carico su palo d'angolo :

$$R = 36733/120 + 5892/297 + 13124/364 = 306 + 20 + 36 = 362 \text{ kN}$$

$$R_{SLU} = 1,35 \times 362 = 489 \text{ kN (calcolo semplificato)}$$

SLU_04

Carico assiale massimo su palo da relazione di calcolo

$$P_{i,SLU} = 515 \text{ kN} > 489 \text{ kN}$$

Il calcolo semplificato ha dato un risultato di poco inferiore.

progettazione ati:

15 VERIFICA MURO ANDATORE

15.1 Geometria paramento

Lunghezza muro 6.00 [m]

Paramento

Materiale C32/40

Altezza paramento 6.48 [m]

Altezza paramento libero 6.48 [m]

Spessore in sommità paramento 0.75 [m]

Spessore all'attacco con la fondazione 1.00 [m]

Inclinazione paramento esterno 0.00 [°]

Inclinazione paramento interno 0.00 [°]

Fondazione

Materiale C25/30

Lunghezza mensola di valle 1.00 [m]

Lunghezza mensola di monte 2.95 [m]

Lunghezza totale 4.95 [m]

Inclinazione piano di posa 0.00 [°]

Spessore 1.20 [m]

Spessore magrone 0.20 [m]

progettazione ati:

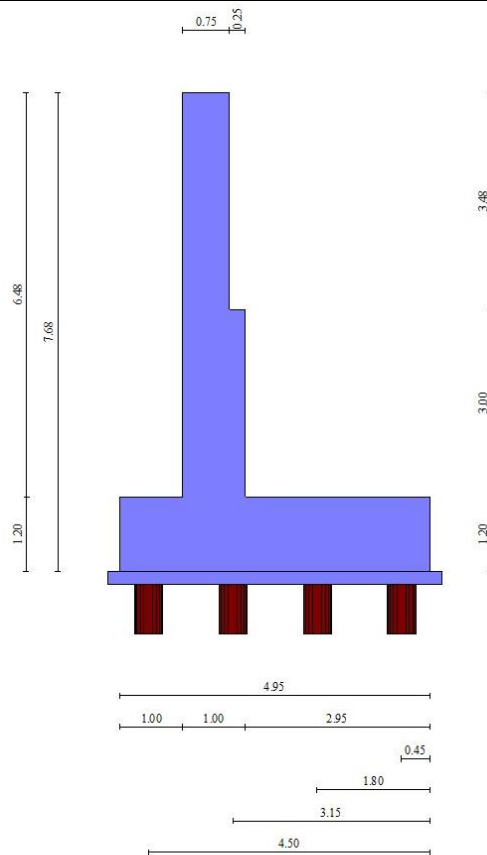


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

15.1.1 Descrizione pali di fondazione

Simbologia adottata

| | |
|-------------|---|
| n° | numero d'ordine della fila |
| X | ascissa della fila misurata dallo spigolo di monte della fondazione espressa in [m] |
| I | interasse tra i pali, espressa in [m] |
| f | franco laterale (distanza minima dal bordo laterale), espressa in [m] |
| N_p | Numero di pali della fila |
| D | diametro dei pali della fila espresso in [m] |
| L | lunghezza dei pali della fila espressa in [m] |
| α | inclinazione dei pali della fila rispetto alla verticale espressa in [°] |

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| n° | Tipologia | X [m] | I [m] | f [m] | Np | D [m] | L [m] | α [°] | ALL |
|----|----------------|----------|----------|----------|----|----------|----------|-----------------|----------|
| 1 | Tipologia palo | 0.45 | 1.40 | 0.50 | 4 | 0.4500 | 10.00 | 0.00 | Sfalsati |
| 2 | Tipologia palo | 1.80 | 1.40 | 0.50 | 4 | 0.4500 | 10.00 | 0.00 | Sfalsati |
| 3 | Tipologia palo | 3.15 | 1.40 | 0.50 | 4 | 0.4500 | 10.00 | 0.00 | Sfalsati |
| 4 | Tipologia palo | 4.50 | 1.40 | 0.50 | 4 | 0.4500 | 10.00 | 0.00 | Sfalsati |

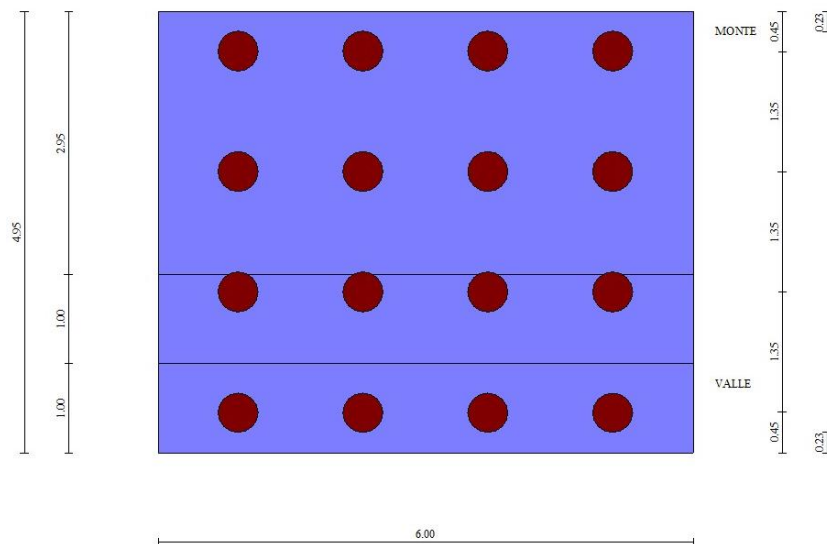
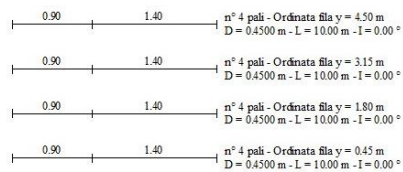


Fig. 2 - Pianta pali

Per le caratteristiche dei terreni in fondazione e per le verifiche geotecniche si rimanda alla Relazione geotecnica.

Il terreno a tergo del muro è un rilevato stradale con : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ e $\phi = 35^\circ$

progettazione ati:

15.2 Parametri Sismici

| | |
|--------------------------------|-------------------------------|
| Latitudine | 43.658601 |
| Longitudine | 12.519561 |
| Indice punti di interpolazione | 20521 - 20520 - 20742 - 20743 |
| Vita nominale | 50 anni |
| Classe d'uso | IV |
| Tipo costruzione | Normali affollamenti |
| Vita di riferimento | 100 anni |

| | Simbolo | U.M. | SLU | SLE |
|---|---------|---|-----------|-----------|
| Accelerazione al suolo | a_g | [m/s ²] | 2.224 | 0.972 |
| Accelerazione al suolo | a_g/g | [%] | 0.227 | 0.099 |
| Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale | F0 | | 2.519 | 2.449 |
| Periodo inizio tratto spettro a velocità costante | Tc* | | 0.328 | 0.296 |
| Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico | Ss | B | 1.172 | 1.200 |
| Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica | St | T2 | 1.200 | |
| Stato limite ... | | Coeff. di riduzione β_m | kh | kv |
| Ultimo | | 1.000 | 31.869 | 15.934 |
| Ultimo - Ribaltamento | | 1.000 | 31.869 | 15.934 |
| Esercizio | | 1.000 | 14.268 | 7.134 |

Tabella 1-Parametri Sismici

Il diagramma di incremento sismico è stato ipotizzato con forma rettangolare.

15.3 Calcolo delle Spinte sul muro

15.3.1 Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

15.3.2 Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione r rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;

progettazione ati:

- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

15.3.3 Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la falda il diagramma delle pressioni sul muro risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

15.3.4 Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

progettazione ati:

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

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

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di q.

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

progettazione ati:

15.4 Condizioni di carico

Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN]

Condizione n° 1 (Condizione 1) – **Carico variabile da traffico**

Coeff. di combinazione $Y_0=0.40 - Y_1=0.40 - Y_2=0.00$

Carichi sul terreno

| n° | Tipo | X [m] | F_x [kN] | F_y [kN] | M [kNm] | X_i [m] | X_f [m] | Q_i [kN] | Q_f [kN] |
|----|-------------|----------|---------------|---------------|------------|--------------|--------------|---------------|---------------|
| 1 | Distribuito | | | | | 0.00 | 20.00 | 20.0000 | 20.0000 |

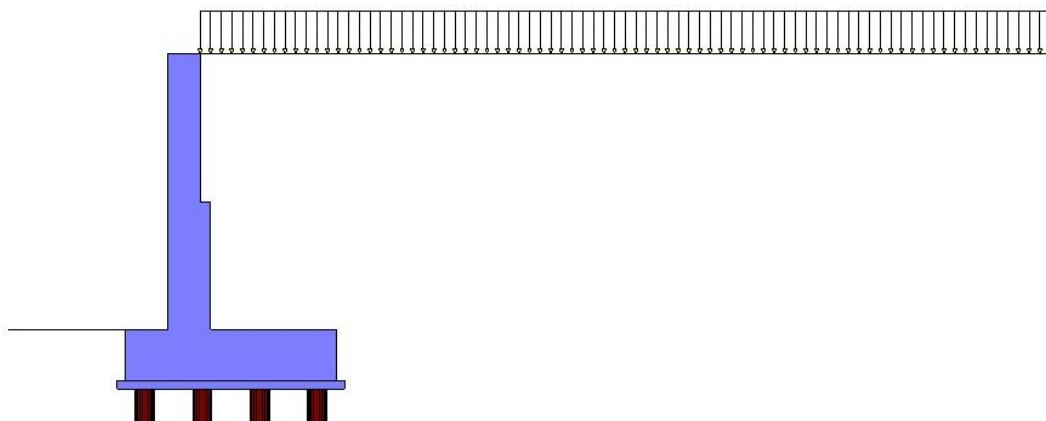
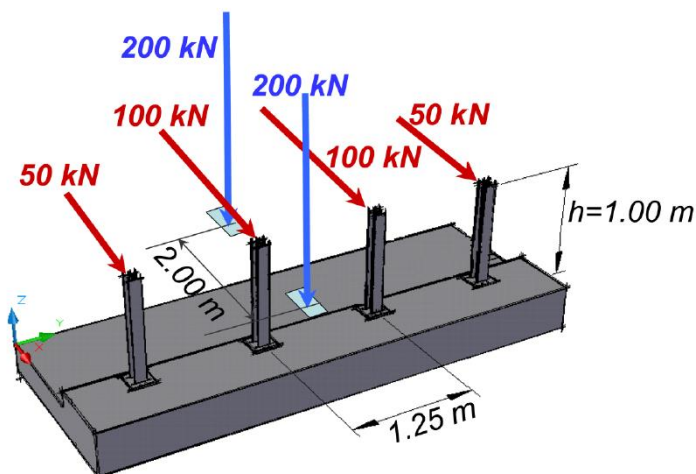


Fig. 4 - Carichi sul terreno

progettazione ati:

Condizione n° 2 (Condizione 2) – Urto + Schema 2

Nella condizione di carico 2, viene considerato come carico agente l'urto veicolare agente su 4 montanti delle barriere.



In particolare, poiché il programma di calcolo distribuisce il carico per metro lineare, il carico verticale derivante dall'impronta delle ruote è stato distribuito per l'intera estensione del conico di muro, mentre per quanto riguarda la forza orizzontale derivante dall'urto veicolare, a vantaggio di sicurezza sono stati considerati 100 kN distribuiti su una lunghezza pari all'interasse dei montanti della barriera pari a 1.25 m.

Carichi sul muro

| n° | Tipo | Dest | X; Y [m] | Fx [kN] | Fy [kN] | M [kNm] | Xi [m] | Xf [m] | Qi [kN] | Qf [kN] |
|----|-------------|-----------|-------------|------------|------------|------------|-----------|-----------|------------|------------|
| 1 | Concentrato | Paramento | 0.00; 0.00 | 80.0000 | 33.3300 | 88.0000 | | | | |

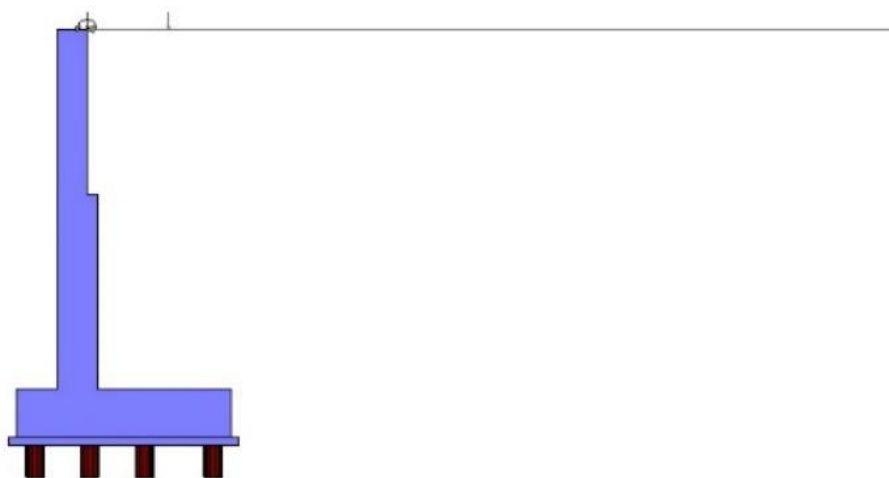


Fig. 5 - Carichi sul muro

Carichi sul terreno

progettazione ati:

| n° | Tipo | X [m] | Fx [kN] | Fy [kN] | M [kNm] | Xi [m] | Xf [m] | Qi [kN] | Qf [kN] |
|----|-------------|----------|------------|------------|------------|-----------|-----------|------------|------------|
| 1 | Concentrato | 2.00 | 0.0000 | 33.3300 | | | | | |

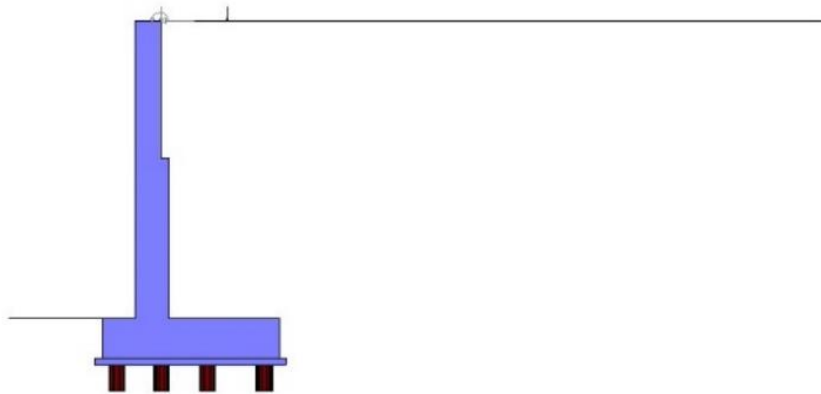


Fig. 6 - Carichi sul terreno

15.5 Combinazioni di carico

Normativa usata: Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

| Carichi | Effetto | | Combinazioni statiche | | | | | Combinazioni sismiche | | |
|----------------------------|-------------|---------------------|-----------------------|------|------|------|------|-----------------------|------|------|
| | | | HYD | UPL | EQU | A1 | A2 | EQU | A1 | A2 |
| Permanenti strutturali | Favorevoli | $\gamma_{G1, fav}$ | 1.00 | 0.90 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Permanenti strutturali | Sfavorevoli | $\gamma_{G1, sfav}$ | 1.00 | 1.10 | 1.30 | 1.30 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Permanenti non strutturali | Favorevoli | $\gamma_{G2, fav}$ | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Permanenti non strutturali | Sfavorevoli | $\gamma_{G2, sfav}$ | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.30 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Variabili | Favorevoli | $\gamma_{Q, fav}$ | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Variabili | Sfavorevoli | $\gamma_{Q, sfav}$ | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.30 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Variabili da traffico | Favorevoli | $\gamma_{QT, fav}$ | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Variabili da traffico | Sfavorevoli | $\gamma_{QT, sfav}$ | 1.00 | 1.50 | 1.35 | 1.35 | 1.15 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

| Parametro | | Combinazioni statiche | | Combinazioni sismiche | | |
|---------------------------------|-----------------------|-----------------------|------|-----------------------|------|------|
| | | M1 | M2 | M1 | M2 | |
| Tangente dell'angolo di attrito | $\gamma_{\tan(\phi)}$ | | 1.00 | 1.25 | 1.00 | 1.00 |
| Coesione efficace | $\gamma_{c'}$ | | 1.00 | 1.25 | 1.00 | 1.00 |
| Resistenza non drenata | γ_{cu} | | 1.00 | 1.40 | 1.00 | 1.00 |
| Peso nell'unita di volume | γ_{γ} | | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

| Verifica | Combinazioni statiche | | | Combinazioni sismiche | | |
|-------------------|-----------------------|----|------|-----------------------|----|------|
| | R1 | R2 | R3 | R1 | R2 | R3 |
| Capacità portante | -- | -- | 1.40 | -- | -- | 1.20 |

progettazione ati:

| Verifica | Combinazioni statiche | | | Combinazioni sismiche | | |
|----------------------------|-----------------------|------|------|-----------------------|------|------|
| | R1 | R2 | R3 | R1 | R2 | R3 |
| Scorrimento | -- | -- | 1.10 | -- | -- | 1.00 |
| Resistenza terreno a valle | -- | -- | 1.40 | -- | -- | 1.20 |
| Ribaltamento | -- | -- | 1.15 | -- | -- | 1.00 |
| Stabilità fronte di scavo | -- | 1.10 | -- | -- | 1.20 | -- |

Carichi verticali. Coeff. parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

| Resistenza | | Pali infissi | | | Pali trivellati | | | Pali ad elica continua | | |
|-----------------------|---------------|--------------|----|------|-----------------|----|------|------------------------|----|------|
| | | R1 | R2 | R3 | R1 | R2 | R3 | R1 | R2 | R3 |
| Punta | γ_b | -- | -- | 1.15 | -- | -- | 1.35 | -- | -- | 1.30 |
| Laterale compressione | γ_s | -- | -- | 1.15 | -- | -- | 1.15 | -- | -- | 1.15 |
| Totale compressione | γ_t | -- | -- | 1.15 | -- | -- | 1.30 | -- | -- | 1.25 |
| Laterale trazione | γ_{st} | -- | -- | 1.25 | -- | -- | 1.25 | -- | -- | 1.25 |

Carichi trasversali. Coeff. parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

| | | R1 | R2 | R3 |
|-------------|------------|----|----|------|
| Trasversale | γ_t | -- | -- | 1.30 |

Coefficienti di riduzione z per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate 1

$\zeta_3=1.70$ $\zeta_4=1.70$

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

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

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

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

progettazione ati:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali Ad:

$$G_1 + G_2 + A_d + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili. per I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

progettazione ati:

15.6 Modello di calcolo

Il modello di calcolo è stato realizzato mediante il programma agli elementi finiti Max, software per la verifica dei muri di sostegno della Aztec in licenza alla Setin Srl.

Per la creazione del modello all'interno del programma di calcolo, si procede mediante gli step seguenti:

- Definizione della normativa di riferimento (NTC2018);
- Definizione dell'accelerazione sismica mediante le coordinate del sito;
- Definizione del tipo di terreno (Vedere paragrafo relativo alla geotecnica);
- Definizione dei materiali utilizzati (Vedere paragrafo relativo ai materiali);
- Definizione geometria del muro;
- Definizione geometria della palificata;
- Definizione profilo e stratigrafia di analisi;
- Definizione dei carichi applicati, condizioni di carico e combinazioni;
- Definizione della tipologia di analisi.

Di seguito, si riporta la il modello in vista 3d del muro andatore e la stratigrafia adottata nel modello di calcolo.

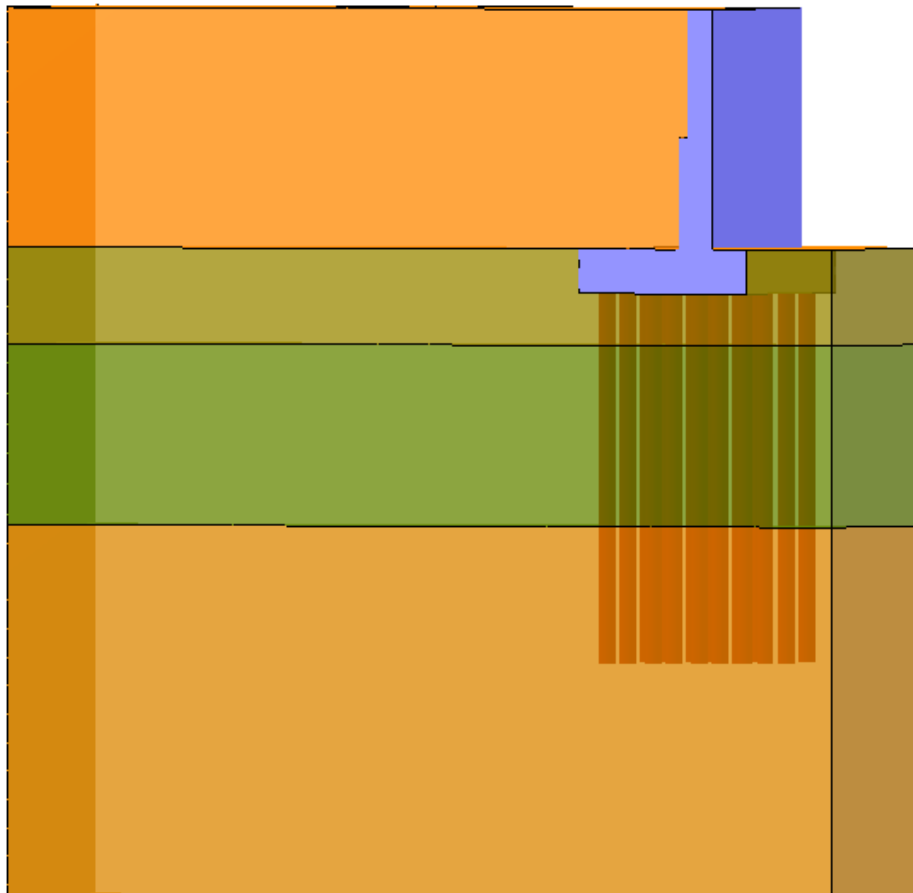


Figura 10-vista 3d del modello di calcolo

progettazione ati:

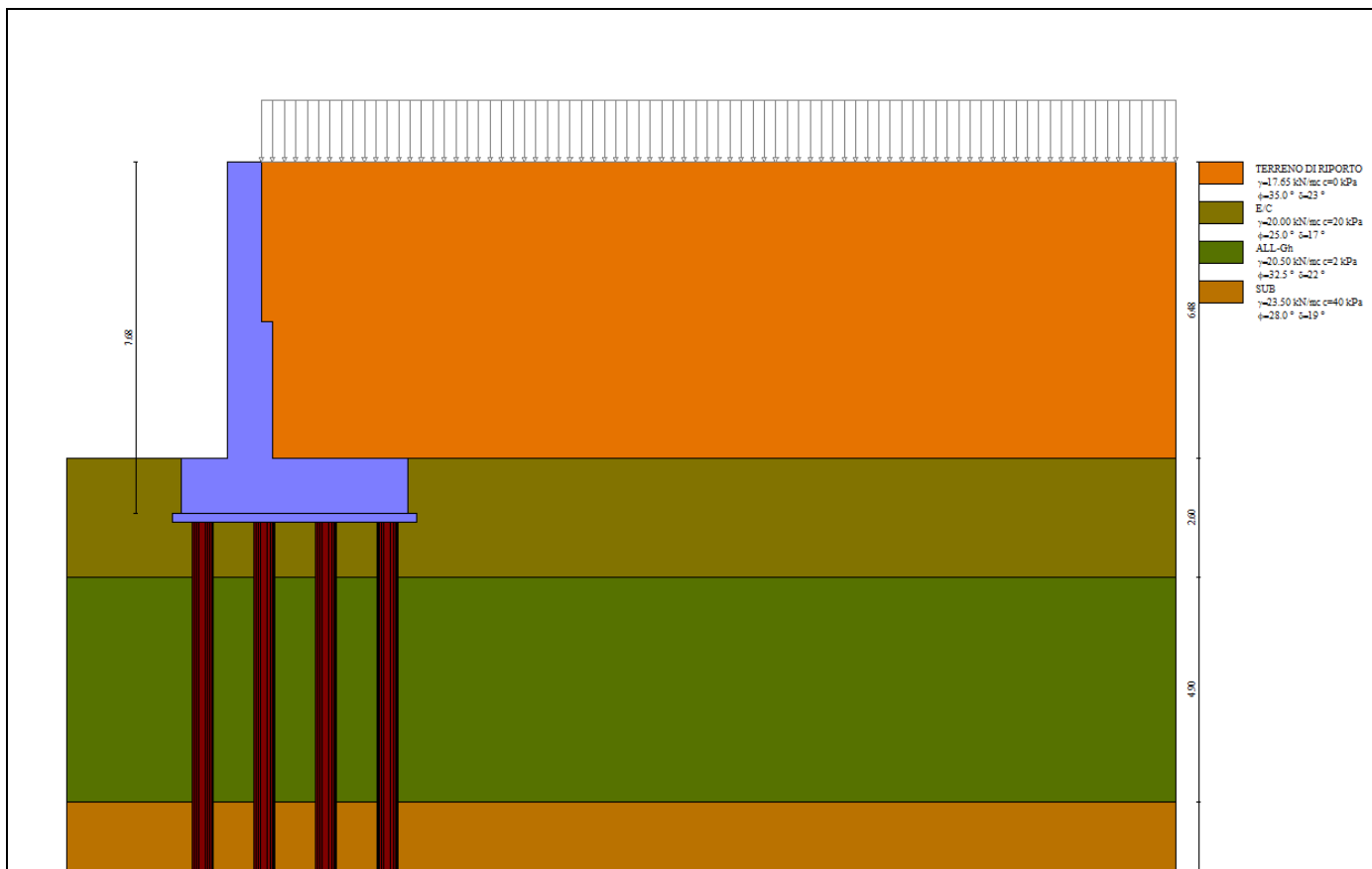


Figura 11-Stratigrafia modello di calcolo

progettazione ati:

15.7 Risultati modello di calcolo

Risultanti globali

Simbologia adottata

| | |
|----------------|---|
| Cmb | Indice/Tipo combinazione |
| N | Componente normale al piano di posa, espressa in [kN] |
| T | Componente parallela al piano di posa, espressa in [kN] |
| M _r | Momento ribaltante, espresso in [kNm] |
| M _s | Momento stabilizzante, espresso in [kNm] |
| ecc | Eccentricità risultante, espressa in [m] |

| Ic | N [kN] | T [kN] | M _r [kNm] | M _s [kNm] | ecc [m] |
|--------------------|-----------|-----------|-------------------------|-------------------------|------------|
| 1 - STR (A1-M1-R3) | 804.47 | 200.22 | 573.08 | 2446.51 | 0.146 |
| 2 - STR (A1-M1-R3) | 840.05 | 456.64 | 1571.25 | 2538.15 | 1.324 |
| 3 - STR (A1-M1-R3) | 627.52 | 431.81 | 1757.11 | 2212.60 | 1.749 |
| 4 - STR (A1-M1-R3) | 996.08 | 200.22 | 573.08 | 2975.72 | 0.063 |
| 5 - STR (A1-M1-R3) | 910.31 | 200.22 | 573.08 | 2806.93 | 0.021 |
| 6 - STR (A1-M1-R3) | 890.24 | 200.22 | 573.08 | 2615.30 | 0.181 |
| 7 - GEO (A2-M2-R2) | 776.54 | 201.95 | 585.27 | 2328.69 | 0.230 |
| 8 - GEO (A2-M2-R2) | 840.05 | 456.64 | 1571.25 | 2538.15 | 1.324 |
| 9 - GEO (A2-M2-R2) | 627.52 | 431.81 | 1757.11 | 2212.60 | 1.749 |
| 10 - ECC | 749.01 | 189.19 | 998.85 | 2154.36 | 0.932 |
| 11 - SLER | 761.36 | 146.53 | 431.58 | 2268.94 | 0.062 |
| 12 - SLEF | 713.95 | 124.13 | 350.51 | 2095.70 | 0.031 |
| 13 - SLEQ | 682.35 | 109.19 | 296.45 | 1980.21 | 0.007 |
| 14 - SLEQ | 749.31 | 255.43 | 831.37 | 2211.99 | 0.632 |
| 15 - SLEQ | 651.23 | 237.08 | 886.83 | 2051.71 | 0.686 |

Scarichi in testa ai pali

Simbologia adottata

| | |
|-----|----------------------------------|
| Cmb | Indice/Tipo combinazione |
| Ip | Indice palo |
| N | Sforzo normale, espresso in [kN] |
| M | Momento, espresso in [kNm] |
| T | Taglio, espresso in [kN] |

| Cmb | Ip | N [kN] | M [kNm] | T [kN] |
|--------------------------|----|-----------|------------|-----------|
| 1 - STR (A1-M1-R3) | 1 | 156.38 | (*) | -75.08 |
| | 2 | 253.24 | | -75.08 |
| | 3 | 350.11 | | -75.08 |
| | 4 | 446.98 | | -75.08 |
| 2 - STR (A1-M1-R3) H + V | 1 | -401.59 | | -171.24 |
| | 2 | 315.87 | | -171.24 |
| | 3 | 668.85 | | -171.24 |
| | 4 | 676.91 | | -171.24 |

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| Cmb | Ip | N [kN] | M [kNm] | T [kN] |
|--------------------------|-----------|------------------|-------------------|------------------|
| 3 - STR (A1-M1-R3) H - V | 1 | -389.28 | | -161.93 |
| | 2 | 103.12 | | -161.93 |
| | 3 | 550.52 | | -161.93 |
| | 4 | 676.91 | | -161.93 |
| 4 - STR (A1-M1-R3) | 1 | 244.06 | | -75.08 |
| | 2 | 330.37 | | -75.08 |
| | 3 | 416.69 | | -75.08 |
| | 4 | 503.00 | | -75.08 |
| 5 - STR (A1-M1-R3) | 1 | 224.41 | | -75.08 |
| | 2 | 302.38 | | -75.08 |
| | 3 | 380.35 | | -75.08 |
| | 4 | 458.33 | | -75.08 |
| 6 - STR (A1-M1-R3) | 1 | 176.03 | | -75.08 |
| | 2 | 281.24 | | -75.08 |
| | 3 | 386.44 | | -75.08 |
| | 4 | 491.65 | | -75.08 |
| 10 - ECC | 1 | -35.49 | | -70.95 |
| | 2 | 187.55 | | -70.95 |
| | 3 | 410.58 | | -70.95 |
| | 4 | 560.86 | | -70.95 |
| 11 - SLER | 1 | 190.43 | | -54.95 |
| | 2 | 253.82 | | -54.95 |
| | 3 | 317.21 | | -54.95 |
| | 4 | 380.60 | | -54.95 |
| 12 - SLEF | 1 | 192.36 | | -46.55 |
| | 2 | 242.61 | | -46.55 |
| | 3 | 292.86 | | -46.55 |
| | 4 | 343.10 | | -46.55 |
| 13 - SLEQ | 1 | 193.65 | | -40.95 |
| | 2 | 235.14 | | -40.95 |
| | 3 | 276.62 | | -40.95 |
| | 4 | 318.11 | | -40.95 |
| 14 - SLEQ H + V | 1 | -2.45 | | -95.79 |
| | 2 | 192.36 | | -95.79 |
| | 3 | 387.17 | | -95.79 |
| | 4 | 546.88 | | -95.79 |
| 15 - SLEQ H - V | 1 | -16.38 | | -88.90 |
| | 2 | 157.35 | | -88.90 |
| | 3 | 331.07 | | -88.90 |
| | 4 | 504.79 | | -88.90 |

(*) il valore del momento è ricavato dal valore del Taglio applicato ad uno schema di trave su suolo elastico incastrata in testa (vdr. Relazione geotecnica)

progettazione ati:

15.7.1 Sollecitazioni paramento

Simbologia adottata

- N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
 T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
 M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Di seguito si riporta i valori delle sollecitazioni lungo il paramento del muro valutati mediante l'involuppo delle combinazioni di carico.

| n° | X [m] | N _{min} [kN] | N _{max} [kN] | T _{min} [kN] | T _{max} [kN] | M _{min} [kNm] | M _{max} [kNm] |
|----|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|
| 1 | 0.00 | 0.00 | 33.33 | 0.00 | 80.00 | 0.00 | 75.50 |
| 2 | -0.10 | 1.57 | 35.19 | 0.02 | 80.02 | 0.00 | 83.45 |
| 3 | -0.20 | 3.13 | 37.06 | 0.08 | 80.08 | 0.01 | 91.41 |
| 4 | -0.30 | 4.70 | 38.92 | 0.18 | 80.18 | 0.02 | 99.37 |
| 5 | -0.40 | 6.27 | 40.79 | 0.32 | 80.32 | 0.04 | 107.35 |
| 6 | -0.50 | 7.83 | 42.65 | 0.49 | 80.49 | 0.08 | 115.34 |
| 7 | -0.60 | 9.40 | 44.51 | 0.71 | 80.71 | 0.14 | 123.35 |
| 8 | -0.70 | 10.97 | 46.38 | 0.96 | 80.96 | 0.22 | 131.39 |
| 9 | -0.80 | 12.53 | 48.24 | 1.25 | 81.25 | 0.33 | 139.45 |
| 10 | -0.89 | 14.10 | 50.10 | 1.59 | 81.59 | 0.47 | 147.54 |
| 11 | -0.99 | 15.67 | 51.97 | 1.96 | 81.96 | 0.65 | 155.67 |
| 12 | -1.09 | 17.23 | 53.83 | 2.37 | 82.37 | 0.86 | 163.84 |
| 13 | -1.19 | 18.80 | 55.69 | 2.82 | 82.82 | 1.12 | 172.05 |
| 14 | -1.29 | 20.37 | 57.56 | 3.31 | 83.31 | 1.43 | 180.30 |
| 15 | -1.39 | 21.93 | 59.42 | 3.84 | 83.84 | 1.78 | 188.61 |
| 16 | -1.49 | 23.50 | 61.29 | 4.41 | 84.44 | 2.19 | 196.97 |
| 17 | -1.59 | 25.07 | 63.15 | 5.01 | 85.25 | 2.66 | 205.40 |
| 18 | -1.69 | 26.64 | 65.01 | 5.66 | 86.31 | 3.19 | 213.93 |
| 19 | -1.79 | 28.20 | 66.88 | 6.34 | 87.65 | 3.78 | 222.57 |
| 20 | -1.89 | 29.77 | 68.74 | 7.07 | 89.27 | 4.45 | 231.36 |
| 21 | -1.99 | 31.34 | 70.61 | 7.83 | 90.98 | 5.19 | 240.32 |
| 22 | -2.09 | 32.90 | 72.47 | 8.63 | 92.77 | 6.01 | 249.45 |
| 23 | -2.19 | 34.47 | 74.33 | 9.47 | 94.56 | 6.91 | 258.76 |
| 24 | -2.29 | 36.04 | 76.20 | 10.35 | 96.33 | 7.89 | 268.25 |
| 25 | -2.39 | 37.60 | 78.06 | 11.27 | 98.09 | 8.97 | 277.91 |
| 26 | -2.49 | 39.17 | 79.92 | 12.23 | 99.84 | 10.14 | 287.75 |
| 27 | -2.58 | 40.74 | 81.79 | 13.23 | 101.58 | 11.40 | 297.76 |
| 28 | -2.68 | 42.30 | 83.65 | 14.27 | 103.31 | 12.77 | 307.95 |
| 29 | -2.78 | 43.87 | 85.52 | 15.35 | 105.03 | 14.24 | 318.30 |
| 30 | -2.88 | 45.44 | 87.38 | 16.46 | 106.75 | 15.82 | 328.83 |
| 31 | -2.98 | 47.00 | 89.24 | 17.62 | 108.45 | 17.51 | 339.52 |
| 32 | -3.08 | 48.57 | 91.11 | 18.81 | 110.15 | 19.32 | 350.39 |
| 33 | -3.18 | 50.14 | 92.97 | 20.04 | 111.84 | 21.25 | 361.42 |
| 34 | -3.28 | 51.70 | 94.83 | 21.31 | 113.53 | 23.31 | 372.62 |
| 35 | -3.38 | 53.27 | 96.70 | 22.63 | 115.21 | 25.49 | 383.99 |
| 36 | -3.48 | 54.84 | 98.56 | 23.98 | 116.88 | 27.81 | 395.52 |
| 37 | -3.48 | 70.23 | 113.96 | 24.00 | 116.92 | 30.25 | 402.32 |
| 38 | -3.58 | 72.33 | 116.46 | 25.47 | 119.03 | 32.73 | 414.12 |
| 39 | -3.68 | 74.43 | 118.96 | 26.95 | 120.96 | 35.35 | 426.11 |
| 40 | -3.78 | 76.53 | 121.46 | 28.46 | 122.72 | 38.12 | 438.29 |
| 41 | -3.88 | 78.64 | 124.57 | 29.98 | 124.31 | 41.04 | 450.64 |
| 42 | -3.98 | 80.74 | 127.82 | 31.54 | 125.82 | 44.11 | 463.14 |
| 43 | -4.08 | 82.84 | 131.07 | 33.14 | 128.46 | 47.34 | 475.80 |
| 44 | -4.18 | 84.94 | 134.31 | 34.77 | 132.48 | 50.74 | 488.61 |
| 45 | -4.28 | 87.04 | 137.56 | 36.45 | 136.54 | 54.30 | 501.57 |
| 46 | -4.38 | 89.14 | 140.81 | 38.16 | 140.64 | 58.03 | 514.70 |
| 47 | -4.48 | 91.24 | 144.06 | 39.92 | 144.78 | 61.93 | 527.99 |

progettazione ati:

| n° | X [m] | N _{min} [kN] | N _{max} [kN] | T _{min} [kN] | T _{max} [kN] | M _{min} [kNm] | M _{max} [kNm] |
|----|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 48 | -4.58 | 93.34 | 147.31 | 41.71 | 148.96 | 66.01 | 541.46 |
| 49 | -4.68 | 95.44 | 150.56 | 43.54 | 153.18 | 70.27 | 555.10 |
| 50 | -4.78 | 97.54 | 153.81 | 45.42 | 157.44 | 74.72 | 568.92 |
| 51 | -4.88 | 99.64 | 157.06 | 47.33 | 161.74 | 79.35 | 582.92 |
| 52 | -4.98 | 101.75 | 160.31 | 49.28 | 166.08 | 84.18 | 597.11 |
| 53 | -5.08 | 103.85 | 163.55 | 51.28 | 170.45 | 89.21 | 611.49 |
| 54 | -5.18 | 105.95 | 166.80 | 53.31 | 174.87 | 94.43 | 626.07 |
| 55 | -5.28 | 108.05 | 170.05 | 55.38 | 179.33 | 99.86 | 640.85 |
| 56 | -5.38 | 110.15 | 173.30 | 57.49 | 183.82 | 105.51 | 655.84 |
| 57 | -5.48 | 112.25 | 176.55 | 59.64 | 188.36 | 111.36 | 671.03 |
| 58 | -5.58 | 114.35 | 179.80 | 61.83 | 192.93 | 117.43 | 686.44 |
| 59 | -5.68 | 116.45 | 183.05 | 64.06 | 197.55 | 123.72 | 702.07 |
| 60 | -5.78 | 118.55 | 186.30 | 66.33 | 202.20 | 130.24 | 717.92 |
| 61 | -5.88 | 120.65 | 189.55 | 68.64 | 206.90 | 136.99 | 733.99 |
| 62 | -5.98 | 122.75 | 192.80 | 70.99 | 211.63 | 143.97 | 750.29 |
| 63 | -6.08 | 124.86 | 196.04 | 73.38 | 216.40 | 151.18 | 766.83 |
| 64 | -6.18 | 126.96 | 199.29 | 75.80 | 221.22 | 158.64 | 783.61 |
| 65 | -6.28 | 129.06 | 202.54 | 78.27 | 226.07 | 166.34 | 800.62 |
| 66 | -6.38 | 131.16 | 205.79 | 80.78 | 230.96 | 174.29 | 817.89 |
| 67 | -6.48 | 133.26 | 209.04 | 83.32 | 235.89 | 182.49 | 835.40 |

Tabella 2-Valori delle sollecitazioni sul paramento per l'involuppo delle combinazioni di carico

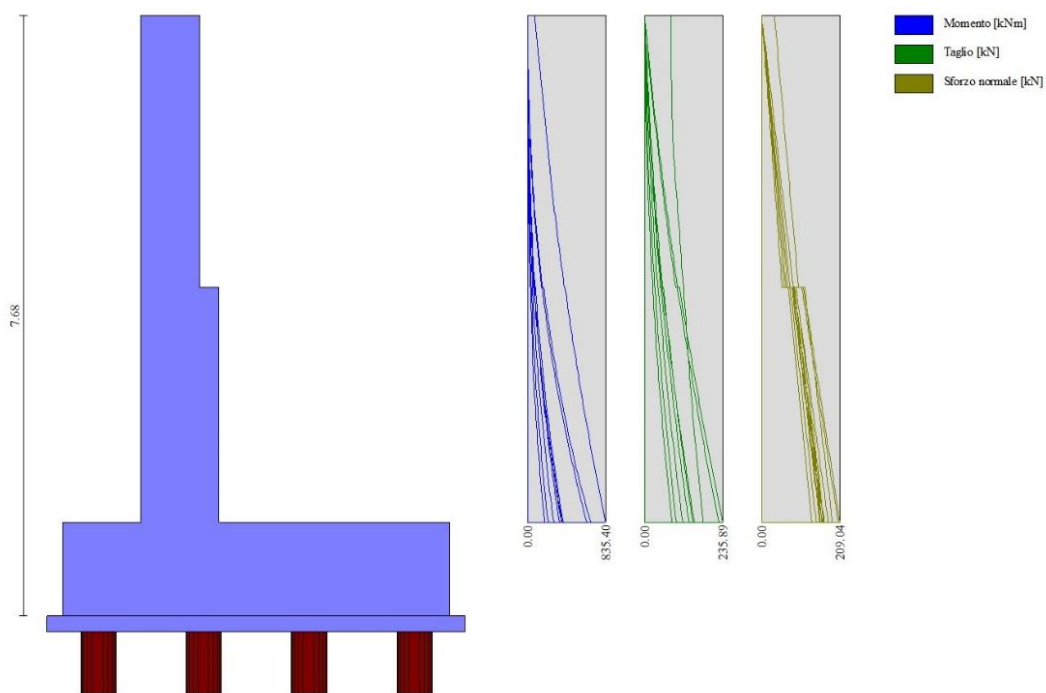


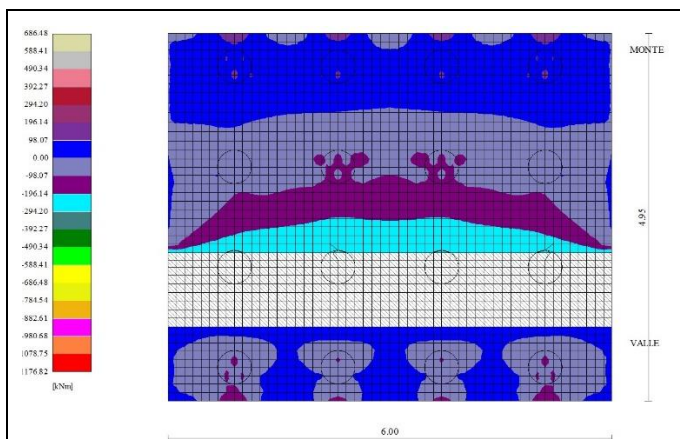
Figura 12-Diagramma delle sollecitazioni lungo il paramento per l'involuppo delle combinazioni di carico

progettazione ati:

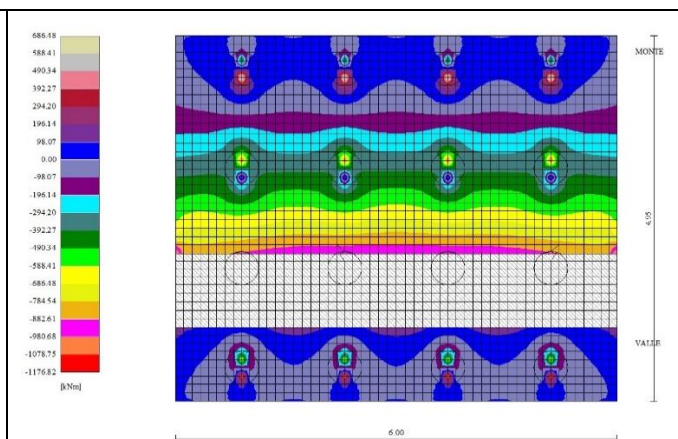
15.7.2 Sollecitazioni Piastra di fondazione

Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni minimi e massimi sulla piastra di fondazione per l'involuppo delle combinazioni di carico.

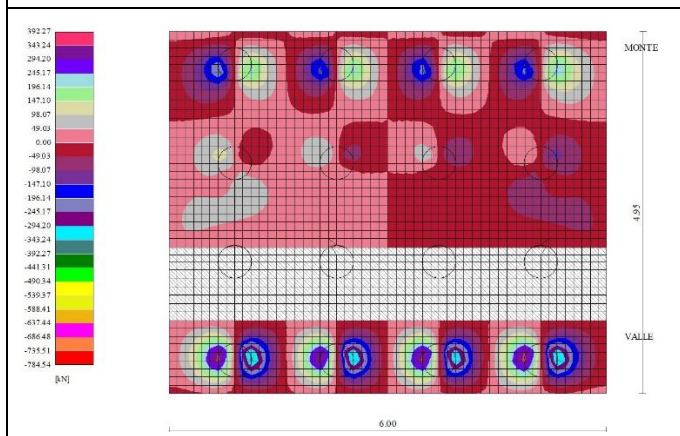
| In | Mx [kNm] | My [kNm] | Mxy [kNm] | Tx [kN] | Ty [kN] | |
|------|--------------------|---------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----|
| 1904 | 157.32 (3) | -9.67 (3) | 1.00 (3) | -7.79 (3) | -15.47 (3) | MAX |
| 344 | -333.22 (3) | -1110.74 (3) | 250.95 (3) | 0.00 (3) | -182.57 (3) | MIN |
| 1506 | 122.68 (3) | 666.09 (3) | 3.42 (3) | 3.65 (3) | -578.39 (3) | MAX |
| 344 | -333.22 (3) | -1110.74 (3) | 250.95 (3) | 0.00 (3) | -182.57 (3) | MIN |
| 344 | -333.22 (3) | -1110.74 (3) | 250.95 (3) | 0.00 (3) | -182.57 (3) | MAX |
| 2311 | -333.22 (3) | -1110.73 (3) | -250.93 (3) | 0.00 (3) | -182.61 (3) | MIN |
| 1772 | -53.89 (3) | -84.29 (3) | -54.85 (3) | 359.13 (3) | -233.51 (3) | MAX |
| 105 | -53.89 (3) | -84.29 (3) | 54.85 (3) | -359.13 (3) | -233.51 (3) | MIN |
| 1942 | -76.54 (10) | 45.44 (10) | -5.67 (10) | 6.05 (10) | 94.91 (10) | MAX |
| 1033 | -45.06 (3) | -281.59 (3) | -1.06 (3) | 2.93 (3) | -773.79 (3) | MIN |



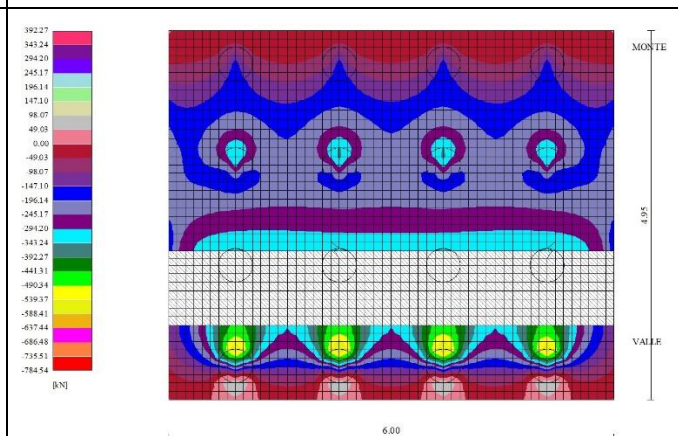
Piastra Fondazione – Momento M_x



Piastra Fondazione – Momento M_y

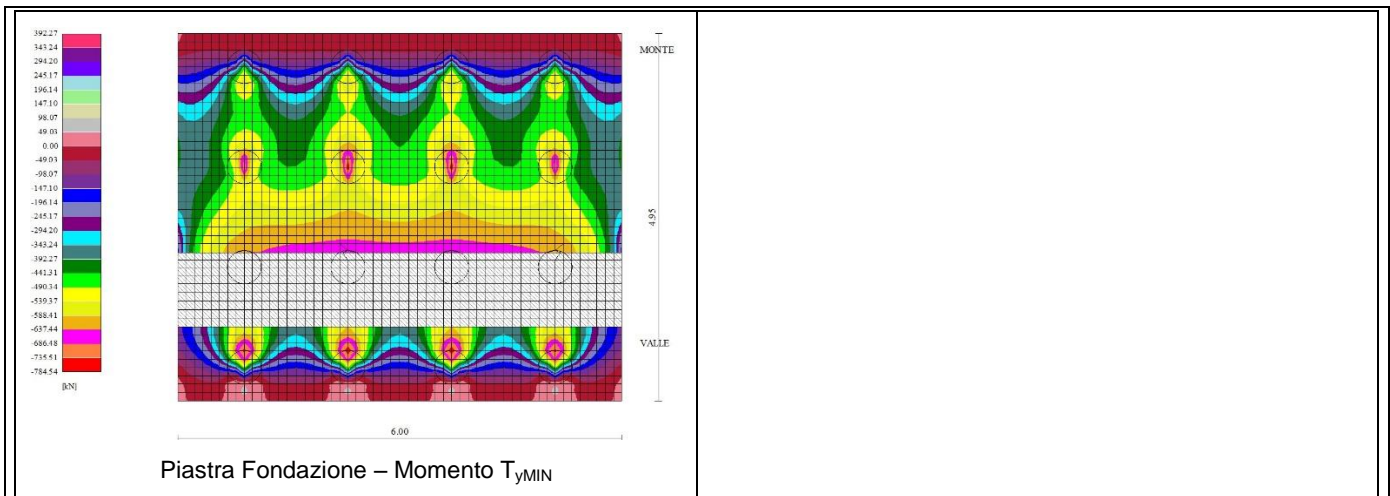


Piastra Fondazione – Taglio T_x



Piastra Fondazione – Taglio $T_{y\max}$

progettazione ati:



15.8 Verifiche strutturali

15.8.1 Verifica a flessione paramento

Simbologia adottata

- n° indice sezione
- Y ordinata sezione espressa in [m]
- B larghezza sezione espresso in [m]
- H altezza sezione espressa in [m]
- Afi area ferri inferiori espresso in [mq]
- Afs area ferri superiori espressa in [mq]
- M momento agente espressa in [kNm]
- N sforzo normale agente espressa in [kN]
- Mu momento ultimi espresso in [kNm]
- Nu sforzo normale ultimo espressa in [kN]
- FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

| n° | B [m] | H [m] | Afi [mq] | Afs [mq] | M [kNm] | N [kN] | Mu [kNm] | Nu [kN] | FS |
|----|----------|----------|-------------|-------------|------------|-----------|-------------|------------|--------|
| 1 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 75.50 | 33.33 | 861.13 | 380.15 | 11.406 |
| 2 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 83.45 | 35.19 | 854.72 | 360.45 | 10.242 |
| 3 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 91.41 | 37.06 | 849.50 | 344.38 | 9.293 |
| 4 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 99.37 | 38.92 | 845.15 | 331.01 | 8.505 |
| 5 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 107.35 | 40.79 | 841.46 | 319.69 | 7.838 |
| 6 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 115.34 | 42.65 | 838.30 | 309.97 | 7.268 |
| 7 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 123.35 | 44.51 | 835.55 | 301.51 | 6.774 |
| 8 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 131.39 | 46.38 | 833.13 | 294.07 | 6.341 |
| 9 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 139.45 | 48.24 | 830.98 | 287.46 | 5.959 |
| 10 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 147.54 | 50.10 | 829.05 | 281.53 | 5.619 |

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| n° | B [m] | H [m] | Afi [mq] | Afs [mq] | M [kNm] | N [kN] | Mu [kNm] | Nu [kN] | FS |
|----|----------|----------|-------------|-------------|------------|-----------|-------------|------------|-------|
| 11 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 155.67 | 51.97 | 827.31 | 276.18 | 5.314 |
| 12 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 163.84 | 53.83 | 825.72 | 271.30 | 5.040 |
| 13 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 172.05 | 55.69 | 824.27 | 266.83 | 4.791 |
| 14 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 180.30 | 57.56 | 822.92 | 262.70 | 4.564 |
| 15 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 188.61 | 59.42 | 821.68 | 258.87 | 4.356 |
| 16 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 196.97 | 61.29 | 820.51 | 255.29 | 4.166 |
| 17 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 205.40 | 63.15 | 819.41 | 251.92 | 3.989 |
| 18 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 213.93 | 65.01 | 818.37 | 248.70 | 3.825 |
| 19 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 222.57 | 66.88 | 817.36 | 245.59 | 3.672 |
| 20 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 231.36 | 68.74 | 816.37 | 242.55 | 3.528 |
| 21 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 240.32 | 70.61 | 815.39 | 239.56 | 3.393 |
| 22 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 249.45 | 72.47 | 814.43 | 236.60 | 3.265 |
| 23 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 258.76 | 74.33 | 813.48 | 233.68 | 3.144 |
| 24 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 268.25 | 76.20 | 812.54 | 230.80 | 3.029 |
| 25 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 277.91 | 78.06 | 811.62 | 227.97 | 2.920 |
| 26 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 287.75 | 79.92 | 810.71 | 225.18 | 2.817 |
| 27 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 297.76 | 81.79 | 809.82 | 222.44 | 2.720 |
| 28 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 307.95 | 83.65 | 808.95 | 219.74 | 2.627 |
| 29 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 318.30 | 85.52 | 808.09 | 217.10 | 2.539 |
| 30 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 328.83 | 87.38 | 807.24 | 214.51 | 2.455 |
| 31 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 339.52 | 89.24 | 806.41 | 211.96 | 2.375 |
| 32 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 350.39 | 91.11 | 805.60 | 209.47 | 2.299 |
| 33 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 361.42 | 92.97 | 804.81 | 207.02 | 2.227 |
| 34 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 372.62 | 94.83 | 804.03 | 204.63 | 2.158 |
| 35 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 383.99 | 96.70 | 803.26 | 202.28 | 2.092 |
| 36 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 395.52 | 98.56 | 802.52 | 199.98 | 2.029 |
| 37 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 402.32 | 113.96 | 1522.50 | 431.27 | 3.784 |
| 38 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 414.12 | 116.46 | 1520.96 | 427.74 | 3.673 |
| 39 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 426.11 | 118.96 | 1519.41 | 424.18 | 3.566 |
| 40 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 438.29 | 121.46 | 1517.86 | 420.63 | 3.463 |
| 41 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 450.64 | 123.96 | 1516.31 | 417.10 | 3.365 |
| 42 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 463.14 | 126.46 | 1514.79 | 413.60 | 3.271 |
| 43 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 475.80 | 128.96 | 1513.28 | 410.15 | 3.181 |
| 44 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 488.61 | 131.46 | 1511.80 | 406.74 | 3.094 |
| 45 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 501.57 | 133.96 | 1510.32 | 403.36 | 3.011 |
| 46 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 514.70 | 136.45 | 1508.86 | 400.02 | 2.932 |
| 47 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 527.99 | 138.95 | 1507.42 | 396.71 | 2.855 |
| 48 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 541.46 | 141.45 | 1505.99 | 393.43 | 2.781 |
| 49 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 555.10 | 143.95 | 1504.57 | 390.18 | 2.710 |
| 50 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 568.92 | 146.45 | 1503.16 | 386.95 | 2.642 |
| 51 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 582.92 | 148.95 | 1501.76 | 383.74 | 2.576 |
| 52 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 597.11 | 151.45 | 1500.37 | 380.55 | 2.513 |
| 53 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 611.49 | 153.95 | 1498.98 | 377.38 | 2.451 |
| 54 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 626.07 | 156.45 | 1497.61 | 374.24 | 2.392 |
| 55 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 640.85 | 158.95 | 1496.25 | 371.11 | 2.335 |
| 56 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 655.84 | 161.45 | 1494.89 | 367.99 | 2.279 |
| 57 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 671.03 | 163.95 | 1493.54 | 364.90 | 2.226 |
| 58 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 686.44 | 166.44 | 1492.19 | 361.82 | 2.174 |
| 59 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 702.07 | 168.94 | 1490.86 | 358.76 | 2.124 |
| 60 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 717.92 | 171.44 | 1489.53 | 355.71 | 2.075 |
| 61 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 733.99 | 173.94 | 1488.20 | 352.68 | 2.028 |
| 62 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 750.29 | 176.44 | 1486.89 | 349.66 | 1.982 |
| 63 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 766.83 | 178.94 | 1485.58 | 346.66 | 1.937 |
| 64 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 783.61 | 181.44 | 1484.28 | 343.68 | 1.894 |
| 65 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 800.62 | 183.94 | 1482.98 | 340.71 | 1.852 |
| 66 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 817.89 | 186.44 | 1481.69 | 337.75 | 1.812 |
| 67 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 835.40 | 188.94 | 1480.41 | 334.81 | 1.772 |

Tabella 3-Verifica a Flessione paramento

progettazione ati:

15.8.2 Verifica a taglio paramento

Simbologia adottata

- Is indice sezione
 Y ordinata sezione espressa in [m]
 B larghezza sezione espresso in [m]
 H altezza sezione espressa in [m]
 A_{sw} area ferri a taglio espresso in [mq]
 cotgq inclinazione delle bielle compresse, q inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
 V_{Rcd} resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
 V_{Rsd} resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
 V_{Rd} resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A_{sw}>0.0)
 V_{Rd}=min(V_{Rcd}, V_{Rsd}).
 T taglio agente espressa in [kN]
 FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

| n° | B [m] | H [m] | A _{sw} [mq] | cotθ | V _{Rcd} [kN] | V _{Rsd} [kN] | V _{Rd} [kN] | T [kN] | FS |
|----|----------|----------|-------------------------|------|--------------------------|--------------------------|-------------------------|-----------|-------|
| 1 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 343.19 | 80.00 | 4.290 |
| 2 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 343.46 | 80.02 | 4.292 |
| 3 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 343.73 | 80.08 | 4.292 |
| 4 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 343.99 | 80.18 | 4.290 |
| 5 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 344.26 | 80.32 | 4.286 |
| 6 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 344.53 | 80.49 | 4.280 |
| 7 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 344.79 | 80.71 | 4.272 |
| 8 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 345.06 | 80.96 | 4.262 |
| 9 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 345.33 | 81.25 | 4.250 |
| 10 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 345.59 | 81.59 | 4.236 |
| 11 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 345.86 | 81.96 | 4.220 |
| 12 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 346.13 | 82.37 | 4.202 |
| 13 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 346.39 | 82.82 | 4.182 |
| 14 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 346.66 | 83.31 | 4.161 |
| 15 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 346.93 | 83.84 | 4.138 |
| 16 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 347.19 | 84.44 | 4.112 |
| 17 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 347.46 | 85.25 | 4.076 |
| 18 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 347.72 | 86.31 | 4.029 |
| 19 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 347.99 | 87.65 | 3.970 |
| 20 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 348.26 | 89.27 | 3.901 |
| 21 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 348.52 | 90.98 | 3.831 |
| 22 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 348.79 | 92.77 | 3.760 |
| 23 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 349.06 | 94.56 | 3.691 |
| 24 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 349.32 | 96.33 | 3.626 |
| 25 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 349.59 | 98.09 | 3.564 |
| 26 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 349.86 | 99.84 | 3.504 |
| 27 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 350.12 | 101.58 | 3.447 |
| 28 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 350.39 | 103.31 | 3.392 |
| 29 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 350.66 | 105.03 | 3.339 |
| 30 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 350.92 | 106.75 | 3.287 |
| 31 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 351.19 | 108.45 | 3.238 |
| 32 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 351.46 | 110.15 | 3.191 |
| 33 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 351.72 | 111.84 | 3.145 |
| 34 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 351.99 | 113.53 | 3.100 |
| 35 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 352.26 | 115.21 | 3.058 |
| 36 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 352.52 | 116.88 | 3.016 |

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| n° | B [m] | H [m] | A _{sw} [mq] | cotθ | V _{Rcd} [kN] | V _{Rsd} [kN] | V _{Rd} [kN] | T [kN] | FS |
|----|----------|----------|-------------------------|------|--------------------------|--------------------------|-------------------------|-----------|-------|
| 37 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 449.50 | 116.92 | 3.845 |
| 38 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 449.86 | 119.03 | 3.780 |
| 39 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 450.22 | 120.96 | 3.722 |
| 40 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 450.58 | 122.72 | 3.672 |
| 41 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 450.94 | 124.31 | 3.628 |
| 42 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 451.31 | 125.82 | 3.587 |
| 43 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 448.70 | 128.46 | 3.493 |
| 44 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 449.11 | 132.48 | 3.390 |
| 45 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 449.53 | 136.54 | 3.292 |
| 46 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 449.95 | 140.64 | 3.199 |
| 47 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 450.37 | 144.78 | 3.111 |
| 48 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 450.79 | 148.96 | 3.026 |
| 49 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 451.21 | 153.18 | 2.946 |
| 50 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 451.63 | 157.44 | 2.869 |
| 51 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 452.05 | 161.74 | 2.795 |
| 52 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 452.47 | 166.08 | 2.724 |
| 53 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 452.89 | 170.45 | 2.657 |
| 54 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 453.31 | 174.87 | 2.592 |
| 55 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 453.73 | 179.33 | 2.530 |
| 56 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 454.15 | 183.82 | 2.471 |
| 57 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 454.57 | 188.36 | 2.413 |
| 58 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 454.99 | 192.93 | 2.358 |
| 59 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 455.41 | 197.55 | 2.305 |
| 60 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 455.82 | 202.20 | 2.254 |
| 61 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 456.24 | 206.90 | 2.205 |
| 62 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 456.66 | 211.63 | 2.158 |
| 63 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 457.08 | 216.40 | 2.112 |
| 64 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 457.50 | 221.22 | 2.068 |
| 65 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 457.92 | 226.07 | 2.026 |
| 66 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 458.34 | 230.96 | 1.984 |
| 67 | 1.00 | 1.00 | 0.000000 | -- | 0.00 | 0.00 | 458.76 | 235.89 | 1.945 |

Tabella 4-Verifica a taglio paramento

progettazione ati:

15.8.3 Verifica a flessione piastra fondazione

Simbologia adottata

| | |
|----------|---|
| n° | indice sezione |
| Y | ordinata sezione espressa in [m] |
| B | larghezza sezione espresso in [m] |
| H | altezza sezione espressa in [m] |
| Afi, Afs | area ferri inferiori e superiori, espresso in [mq] |
| Mp, Mn | momento positivo e negativo agente espressa in [kNm] |
| Mu | momento ultimi espresso in [kNm] |
| FS | fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente) |

| Is | Afi [mq] | Afs [mq] | Mp [kNm] | Mn [kNm] | Mu [kNm] | FS |
|--------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|------------|
| 1-4-P | 0.001810 | 0.001810 | 4.18 | -59.89 | -806.03 | 15.311 (2) |
| 3-10-P | 0.001810 | 0.001810 | 0.00 | -194.10 | -805.93 | 8.504 (3) |
| 4-16-P | 0.001810 | 0.001810 | 0.00 | -74.56 | -805.93 | 19.663 (2) |
| 5-5-P | 0.001810 | 0.001810 | 79.83 | -10.21 | 805.93 | 43.941 (3) |
| 6-6-S | 0.001810 | 0.002011 | 0.00 | -884.77 | -894.44 | 2.072 (3) |
| 7-6-S | 0.001810 | 0.002212 | 0.00 | -938.20 | -982.65 | 2.222 (3) |
| 8-6-S | 0.001810 | 0.002212 | 0.00 | -961.29 | -982.65 | 2.211 (3) |
| 9-6-S | 0.001810 | 0.002212 | 0.00 | -960.66 | -982.65 | 2.212 (3) |
| 10-6-S | 0.001810 | 0.002212 | 0.00 | -938.30 | -982.65 | 2.222 (3) |
| 11-6-S | 0.001810 | 0.002011 | 0.00 | -885.63 | -894.44 | 2.071 (3) |

Tabella 5-Verifica a flessione piastra di fondazione

15.8.4 Verifica a taglio piastra fondazione

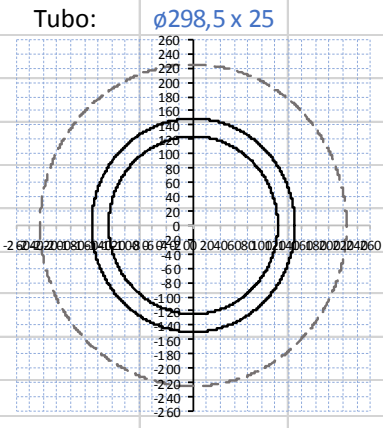
Simbologia adottata

| | |
|------------------|---|
| Is | indice sezione |
| Y | ordinata sezione espressa in [m] |
| B | larghezza sezione espresso in [m] |
| H | altezza sezione espressa in [m] |
| A _{sw} | area ferri a taglio espresso in [mq] |
| cotgq | inclinazione delle bielle compresse, q inclinazione dei puntoni di calcestruzzo |
| V _{Rcd} | resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN] |
| V _{Rsd} | resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN] |
| V _{Rd} | resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) |
| V _{Rd} | =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}). |
| T | taglio agente espressa in [kN] |
| FS | fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente) |

progettazione ati:

| Is | B [m] | H [m] | A _{sw} [mq] | cotg (θ) | V _{Rcd} [kN] | V _{Rsd} [kN] | V _{Rd} [kN] | T [kN] | FS |
|---------|----------|----------|-------------------------|----------|--------------------------|--------------------------|-------------------------|-----------|-----------|
| 1-10-P | 1.00 | 1.20 | 0.000000 | 2.000 | 0.00 | 0.00 | 346.99 | 172.10 | 2.016 (1) |
| 3-6-P | 0.98 | 1.20 | 0.000000 | 2.000 | 0.00 | 0.00 | 341.20 | 40.40 | 8.446 (1) |
| 4-8-P | 0.98 | 1.20 | 0.000000 | 2.000 | 0.00 | 0.00 | 341.20 | 72.39 | 4.713 (1) |
| 5-4-P | 0.98 | 1.20 | 0.000000 | 2.000 | 0.00 | 0.00 | 341.20 | 103.52 | 3.296 (1) |
| 6-4-S | 1.00 | 1.20 | 0.000628 | 2.500 | 2561.91 | 562.05 | 562.05 | 522.18 | 1.076 (1) |
| 7-15-S | 1.00 | 1.20 | 0.000000 | 2.000 | 0.00 | 0.00 | 346.99 | 332.45 | 1.044 (1) |
| 8-2-S | 1.00 | 1.20 | 0.000000 | 2.000 | 0.00 | 0.00 | 346.99 | 340.04 | 1.020 (1) |
| 9-2-S | 1.00 | 1.20 | 0.000000 | 2.000 | 0.00 | 0.00 | 346.99 | 340.04 | 1.020 (1) |
| 10-15-S | 1.00 | 1.20 | 0.000000 | 2.000 | 0.00 | 0.00 | 346.99 | 332.45 | 1.044 (1) |
| 11-4-S | 1.00 | 1.20 | 0.000628 | 2.500 | 2561.91 | 562.05 | 562.05 | 522.00 | 1.077 (1) |

15.8.5 Verifica palo di fondazione

| VERIFICA MEDIOPALO | | | | | | | |
|--|---|------------------------|-------------------------------------|-----------------|---|----------|---|
| Materiale | | | | | | | |
| Acciaio | S355 | | Tipo di acciaio | | | | |
| f _{yk} | 355 | N/mm ² | Tensione di snervamento | | | | |
| f _{tk} | 510 | N/mm ² | Tensione di rottura | | | | |
| γ _{M0} | 1,05 | - | Coefficiente parziale di sicurezza | | | | |
| f _{yd} | 338,10 | N/mm ² | Tensione di snervamento di progetto | | | | |
| Caratteristiche Sezione | | | | | | | |
| Tubo: | ø298,5 x 25 | | | | | | |
| |  | D _e | 298,5 | mm | Diametro Esterno Tubo | | |
| | | s _p | 25 | mm | Spessore Tubo | | |
| | | D _i | 248,5 | mm | Diametro Interno tubo | | |
| | | R _e | 149,25 | mm | Raggio esterno tubo | | |
| | | R _i | 124,25 | mm | Raggio interno tubo | | |
| | | A | 215 | cm ² | Area tubo | | |
| | | W _{el} | 1357 | cm ³ | Modulo elastico di resistenza a flessione | | |
| | | D _{micropalo} | 450 | mm | Diametro Micropalo | | |
| VERIFICA SEZIONE | | | | | | | |
| Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo | | | | | | | |
| N _{ed} [kN] | M _{ed} [kNm] | V _{ed} [kN] | σ [Mpa] | τ [Mpa] | σ _{VM} [Mpa] | F.S. [-] | CHECK |
| 676,91 | 400,48 | 171,24 | 326,61 | 15,93 | 327,77 | 0,97 | σ _{VM} < f _{yd} Verifica Soddisfatta |

progettazione ati:

15.9 Verifiche di esercizio

15.9.1 Verifica delle tensioni di esercizio

Simbologia adottata

| | |
|-----|---|
| n° | indice sezione |
| Y | ordinata sezione, espressa in [m] |
| B | larghezza sezione, espresso in [m] |
| H | altezza sezione, espressa in [m] |
| Afi | area ferri inferiori, espresso in [mq] |
| Afs | area ferri superiori, espressa in [mq] |
| M | momento agente, espressa in [kNm] |
| N | sforzo normale agente, espressa in [kN] |
| sc | tensione di compressione nel cls, espressa in [kPa] |
| sfi | tensione nei ferri inferiori, espressa in [kPa] |
| sfs | tensione nei ferri superiori, espressa in [kPa] |

Combinazioni SLER

Paramento

| | | |
|---|--------|-------|
| Tensione massima di compressione nel calcestruzzo | 19920 | [kPa] |
| Tensione massima di trazione dell'acciaio | 360000 | [kPa] |

| n° | B [m] | H [m] | Afi [mq] | Afs [mq] | M [kNm] | N [kN] | σc [kPa] | σfi [kPa] | σfs [kPa] |
|----|----------|----------|-------------|-------------|------------|-----------|-------------|--------------|--------------|
| 1 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.00 | 0.00 | 0 (11) | 0 (11) | 0 (11) |
| 2 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.02 | 1.86 | 3 (11) | 30 (11) | 39 (11) |
| 3 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.09 | 3.73 | 6 (11) | 55 (11) | 85 (11) |
| 4 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.22 | 5.59 | 9 (11) | 74 (11) | 136 (11) |
| 5 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.40 | 7.46 | 13 (11) | 85 (11) | 195 (11) |
| 6 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.64 | 9.32 | 18 (11) | 90 (11) | 261 (11) |
| 7 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.94 | 11.18 | 23 (11) | 87 (11) | 335 (11) |
| 8 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 1.31 | 13.05 | 29 (11) | 77 (11) | 418 (11) |
| 9 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 1.75 | 14.91 | 36 (11) | 57 (11) | 509 (11) |
| 10 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 2.27 | 16.77 | 43 (11) | 29 (11) | 610 (11) |
| 11 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 2.87 | 18.64 | 51 (11) | 16 (11) | 723 (11) |
| 12 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 3.55 | 20.50 | 61 (11) | 85 (11) | 852 (11) |
| 13 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 4.32 | 22.36 | 72 (11) | 187 (11) | 1000 (11) |
| 14 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 5.17 | 24.23 | 84 (11) | 330 (11) | 1167 (11) |
| 15 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 6.13 | 26.09 | 98 (11) | 522 (11) | 1356 (11) |
| 16 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 7.18 | 27.96 | 115 (11) | 773 (11) | 1567 (11) |
| 17 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 8.34 | 29.82 | 133 (11) | 1088 (11) | 1801 (11) |
| 18 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 9.60 | 31.68 | 152 (11) | 1475 (11) | 2058 (11) |
| 19 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 10.97 | 33.55 | 174 (11) | 1936 (11) | 2338 (11) |
| 20 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 12.46 | 35.41 | 198 (11) | 2476 (11) | 2640 (11) |
| 21 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 14.06 | 37.28 | 224 (11) | 3097 (11) | 2966 (11) |
| 22 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 15.79 | 39.14 | 252 (11) | 3802 (11) | 3314 (11) |

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| n° | B [m] | H [m] | Afi [mq] | Afs [mq] | M [kNm] | N [kN] | σc [kPa] | σfi [kPa] | σfs [kPa] |
|----|----------|----------|-------------|-------------|------------|-----------|-------------|--------------|--------------|
| 23 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 17.64 | 41.00 | 281 (11) | 4591 (11) | 3685 (11) |
| 24 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 19.62 | 42.87 | 313 (11) | 5469 (11) | 4079 (11) |
| 25 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 21.74 | 44.73 | 347 (11) | 6435 (11) | 4496 (11) |
| 26 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 23.99 | 46.59 | 383 (11) | 7493 (11) | 4938 (11) |
| 27 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 26.39 | 48.46 | 421 (11) | 8645 (11) | 5403 (11) |
| 28 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 28.93 | 50.32 | 461 (11) | 9891 (11) | 5894 (11) |
| 29 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 31.62 | 52.19 | 504 (11) | 11236 (11) | 6411 (11) |
| 30 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 34.47 | 54.05 | 548 (11) | 12681 (11) | 6953 (11) |
| 31 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 37.47 | 55.91 | 595 (11) | 14227 (11) | 7522 (11) |
| 32 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 40.63 | 57.78 | 645 (11) | 15879 (11) | 8119 (11) |
| 33 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 43.96 | 59.64 | 697 (11) | 17637 (11) | 8743 (11) |
| 34 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 47.46 | 61.50 | 751 (11) | 19504 (11) | 9396 (11) |
| 35 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 51.13 | 63.37 | 808 (11) | 21482 (11) | 10078 (11) |
| 36 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 54.97 | 65.23 | 868 (11) | 23575 (11) | 10789 (11) |
| 37 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 55.57 | 85.63 | 489 (11) | 9112 (11) | 6596 (11) |
| 38 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 59.68 | 88.13 | 525 (11) | 10178 (11) | 7061 (11) |
| 39 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 64.05 | 90.63 | 563 (11) | 11339 (11) | 7555 (11) |
| 40 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 68.67 | 93.13 | 603 (11) | 12588 (11) | 8073 (11) |
| 41 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 73.51 | 95.63 | 645 (11) | 13917 (11) | 8614 (11) |
| 42 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 78.55 | 98.13 | 688 (11) | 15320 (11) | 9175 (11) |
| 43 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 83.80 | 100.63 | 734 (11) | 16796 (11) | 9756 (11) |
| 44 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 89.25 | 103.13 | 781 (11) | 18347 (11) | 10357 (11) |
| 45 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 94.91 | 105.63 | 829 (11) | 19974 (11) | 10980 (11) |
| 46 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 100.79 | 108.12 | 879 (11) | 21678 (11) | 11623 (11) |
| 47 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 106.88 | 110.62 | 931 (11) | 23460 (11) | 12288 (11) |
| 48 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 113.20 | 113.12 | 985 (11) | 25322 (11) | 12975 (11) |
| 49 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 119.74 | 115.62 | 1041 (11) | 27265 (11) | 13685 (11) |
| 50 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 126.52 | 118.12 | 1098 (11) | 29290 (11) | 14417 (11) |
| 51 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 133.52 | 120.62 | 1158 (11) | 31399 (11) | 15172 (11) |
| 52 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 140.77 | 123.12 | 1219 (11) | 33592 (11) | 15951 (11) |
| 53 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 148.26 | 125.62 | 1282 (11) | 35872 (11) | 16753 (11) |
| 54 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 155.99 | 128.12 | 1347 (11) | 38239 (11) | 17580 (11) |
| 55 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 163.97 | 130.62 | 1414 (11) | 40695 (11) | 18432 (11) |
| 56 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 172.21 | 133.12 | 1483 (11) | 43241 (11) | 19309 (11) |
| 57 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 180.70 | 135.62 | 1555 (11) | 45878 (11) | 20211 (11) |
| 58 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 189.46 | 138.11 | 1628 (11) | 48609 (11) | 21139 (11) |
| 59 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 198.48 | 140.61 | 1703 (11) | 51434 (11) | 22093 (11) |
| 60 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 207.77 | 143.11 | 1781 (11) | 54354 (11) | 23074 (11) |
| 61 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 217.34 | 145.61 | 1861 (11) | 57371 (11) | 24082 (11) |
| 62 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 227.18 | 148.11 | 1943 (11) | 60487 (11) | 25117 (11) |
| 63 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 237.31 | 150.61 | 2027 (11) | 63702 (11) | 26180 (11) |
| 64 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 247.72 | 153.11 | 2114 (11) | 67019 (11) | 27271 (11) |
| 65 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 258.42 | 155.61 | 2203 (11) | 70438 (11) | 28391 (11) |
| 66 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 269.41 | 158.11 | 2294 (11) | 73960 (11) | 29540 (11) |
| 67 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 280.70 | 160.61 | 2388 (11) | 77588 (11) | 30718 (11) |

progettazione ati:

Piastra fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

| Is | B [m] | H [m] | Afi [mq] | Afs [mq] | Mp [kNm] | Mn [kNm] | σ_c [kPa] | σ_{fi} [kPa] | σ_{fs} [kPa] |
|--------|----------|----------|-------------|-------------|-------------|-------------|---------------------|------------------------|------------------------|
| 1-13-P | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.001810 | 27.28 | 0.00 | 177 (14) | 12376 (14) | 2270 (14) |
| 3-10-P | 0.98 | 1.20 | 0.001810 | 0.001810 | 0.04 | -73.73 | 530 (15) | 6806 (15) | 36774 (15) |
| 4-5-P | 0.98 | 1.20 | 0.001810 | 0.001810 | 2.38 | -21.65 | 156 (15) | 4981 (15) | 10800 (15) |
| 5-4-P | 0.98 | 1.20 | 0.001810 | 0.001810 | 25.45 | -16.47 | 183 (15) | 12693 (15) | 8214 (15) |
| 6-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002011 | 0.00 | -365.86 | 2506 (15) | 32403 (15) | 164668 (15) |
| 7-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002212 | 0.00 | -367.95 | 2431 (15) | 31655 (15) | 150968 (15) |
| 8-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002212 | 0.00 | -365.98 | 2418 (15) | 31485 (15) | 150159 (15) |
| 9-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002212 | 0.00 | -365.72 | 2416 (15) | 31463 (15) | 150053 (15) |
| 10-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002212 | 0.00 | -367.99 | 2431 (15) | 31658 (15) | 150982 (15) |
| 11-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002011 | 0.00 | -366.12 | 2508 (15) | 32426 (15) | 164783 (15) |

Combinazioni SLEF

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

| n° | B [m] | H [m] | Afi [mq] | Afs [mq] | M [kNm] | N [kN] | σ_c [kPa] | σ_{fi} [kPa] | σ_{fs} [kPa] |
|----|----------|----------|-------------|-------------|------------|-----------|---------------------|------------------------|------------------------|
| 1 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.00 | 0.00 | 0 (12) | 0 (12) | 0 (12) |
| 2 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.01 | 1.86 | 3 (12) | 32 (12) | 38 (12) |
| 3 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.04 | 3.73 | 5 (12) | 61 (12) | 78 (12) |
| 4 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.10 | 5.59 | 8 (12) | 88 (12) | 122 (12) |
| 5 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.18 | 7.46 | 11 (12) | 111 (12) | 169 (12) |
| 6 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.30 | 9.32 | 15 (12) | 130 (12) | 220 (12) |
| 7 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.46 | 11.18 | 19 (12) | 144 (12) | 276 (12) |
| 8 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.66 | 13.05 | 23 (12) | 154 (12) | 337 (12) |
| 9 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.90 | 14.91 | 28 (12) | 158 (12) | 403 (12) |
| 10 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 1.19 | 16.77 | 33 (12) | 157 (12) | 476 (12) |
| 11 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 1.54 | 18.64 | 39 (12) | 149 (12) | 555 (12) |
| 12 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 1.94 | 20.50 | 45 (12) | 135 (12) | 641 (12) |
| 13 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 2.40 | 22.36 | 52 (12) | 113 (12) | 735 (12) |
| 14 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 2.93 | 24.23 | 59 (12) | 84 (12) | 837 (12) |
| 15 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 3.52 | 26.09 | 67 (12) | 46 (12) | 947 (12) |
| 16 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 4.19 | 27.96 | 76 (12) | 6 (12) | 1069 (12) |
| 17 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 4.93 | 29.82 | 86 (12) | 82 (12) | 1205 (12) |
| 18 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 5.75 | 31.68 | 97 (12) | 185 (12) | 1358 (12) |
| 19 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 6.66 | 33.55 | 110 (12) | 325 (12) | 1530 (12) |
| 20 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 7.65 | 35.41 | 124 (12) | 507 (12) | 1721 (12) |
| 21 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 8.74 | 37.28 | 140 (12) | 741 (12) | 1934 (12) |
| 22 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 9.92 | 39.14 | 158 (12) | 1034 (12) | 2168 (12) |
| 23 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 11.20 | 41.00 | 178 (12) | 1391 (12) | 2426 (12) |
| 24 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 12.59 | 42.87 | 200 (12) | 1820 (12) | 2706 (12) |

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| n° | B [m] | H [m] | Afi [mq] | Afs [mq] | M [kNm] | N [kN] | σc [kPa] | σfi [kPa] | σfs [kPa] |
|----|----------|----------|-------------|-------------|------------|-----------|-------------|--------------|--------------|
| 25 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 14.08 | 44.73 | 224 (12) | 2323 (12) | 3009 (12) |
| 26 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 15.68 | 46.59 | 249 (12) | 2905 (12) | 3335 (12) |
| 27 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 17.40 | 48.46 | 277 (12) | 3568 (12) | 3682 (12) |
| 28 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 19.23 | 50.32 | 306 (12) | 4315 (12) | 4053 (12) |
| 29 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 21.19 | 52.19 | 338 (12) | 5147 (12) | 4446 (12) |
| 30 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 23.28 | 54.05 | 371 (12) | 6067 (12) | 4862 (12) |
| 31 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 25.50 | 55.91 | 407 (12) | 7076 (12) | 5301 (12) |
| 32 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 27.85 | 57.78 | 444 (12) | 8176 (12) | 5763 (12) |
| 33 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 30.34 | 59.64 | 484 (12) | 9369 (12) | 6249 (12) |
| 34 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 32.97 | 61.50 | 526 (12) | 10657 (12) | 6760 (12) |
| 35 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 35.75 | 63.37 | 570 (12) | 12043 (12) | 7295 (12) |
| 36 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 38.67 | 65.23 | 616 (12) | 13527 (12) | 7856 (12) |
| 37 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 40.38 | 82.63 | 356 (12) | 4744 (12) | 4881 (12) |
| 38 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 43.51 | 85.13 | 383 (12) | 5438 (12) | 5244 (12) |
| 39 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 46.83 | 87.63 | 412 (12) | 6202 (12) | 5629 (12) |
| 40 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 50.34 | 90.13 | 443 (12) | 7036 (12) | 6034 (12) |
| 41 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 54.02 | 92.63 | 476 (12) | 7936 (12) | 6459 (12) |
| 42 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 57.89 | 95.13 | 510 (12) | 8901 (12) | 6901 (12) |
| 43 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 61.92 | 97.63 | 545 (12) | 9931 (12) | 7361 (12) |
| 44 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 66.14 | 100.13 | 582 (12) | 11028 (12) | 7840 (12) |
| 45 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 70.54 | 102.63 | 620 (12) | 12192 (12) | 8337 (12) |
| 46 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 75.13 | 105.12 | 660 (12) | 13425 (12) | 8853 (12) |
| 47 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 79.91 | 107.62 | 702 (12) | 14728 (12) | 9389 (12) |
| 48 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 84.88 | 110.12 | 745 (12) | 16102 (12) | 9944 (12) |
| 49 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 90.05 | 112.62 | 789 (12) | 17548 (12) | 10519 (12) |
| 50 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 95.43 | 115.12 | 836 (12) | 19068 (12) | 11114 (12) |
| 51 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 101.01 | 117.62 | 884 (12) | 20662 (12) | 11730 (12) |
| 52 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 106.81 | 120.12 | 933 (12) | 22333 (12) | 12367 (12) |
| 53 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 112.82 | 122.62 | 985 (12) | 24080 (12) | 13025 (12) |
| 54 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 119.05 | 125.12 | 1038 (12) | 25907 (12) | 13705 (12) |
| 55 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 125.50 | 127.62 | 1093 (12) | 27813 (12) | 14407 (12) |
| 56 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 132.18 | 130.12 | 1150 (12) | 29801 (12) | 15131 (12) |
| 57 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 139.09 | 132.62 | 1208 (12) | 31871 (12) | 15878 (12) |
| 58 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 146.23 | 135.11 | 1269 (12) | 34025 (12) | 16649 (12) |
| 59 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 153.62 | 137.61 | 1331 (12) | 36264 (12) | 17443 (12) |
| 60 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 161.24 | 140.11 | 1396 (12) | 38589 (12) | 18261 (12) |
| 61 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 169.12 | 142.61 | 1462 (12) | 41003 (12) | 19103 (12) |
| 62 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 177.24 | 145.11 | 1530 (12) | 43505 (12) | 19970 (12) |
| 63 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 185.62 | 147.61 | 1601 (12) | 46099 (12) | 20862 (12) |
| 64 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 194.26 | 150.11 | 1673 (12) | 48784 (12) | 21780 (12) |
| 65 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 203.16 | 152.61 | 1748 (12) | 51562 (12) | 22724 (12) |
| 66 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 212.32 | 155.11 | 1825 (12) | 54435 (12) | 23694 (12) |
| 67 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 221.76 | 157.61 | 1904 (12) | 57404 (12) | 24691 (12) |

Piastra fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

| Is | B [m] | H [m] | Afi [mq] | Afs [mq] | Mp [kNm] | Mn [kNm] | σc [kPa] | σfi [kPa] | σfs [kPa] |
|--------|----------|----------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|
| 1-13-P | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.001810 | 27.28 | 0.00 | 177 (14) | 12376 (14) | 2270 (14) |
| 3-10-P | 0.98 | 1.20 | 0.001810 | 0.001810 | 0.04 | -73.73 | 530 (15) | 6806 (15) | 36774 (15) |
| 4-5-P | 0.98 | 1.20 | 0.001810 | 0.001810 | 2.38 | -21.65 | 156 (15) | 4981 (15) | 10800 (15) |
| 5-4-P | 0.98 | 1.20 | 0.001810 | 0.001810 | 25.45 | -16.47 | 183 (15) | 12693 (15) | 8214 (15) |
| 6-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002011 | 0.00 | -365.86 | 2506 (15) | 32403 (15) | 164668 (15) |

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| Is | B [m] | H [m] | Afi [mq] | Afs [mq] | Mp [kNm] | Mn [kNm] | σ_c [kPa] | σ_{fi} [kPa] | σ_{fs} [kPa] |
|--------|----------|----------|-------------|-------------|-------------|-------------|---------------------|------------------------|------------------------|
| 7-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002212 | 0.00 | -367.95 | 2431 (15) | 31655 (15) | 150968 (15) |
| 8-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002212 | 0.00 | -365.98 | 2418 (15) | 31485 (15) | 150159 (15) |
| 9-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002212 | 0.00 | -365.72 | 2416 (15) | 31463 (15) | 150053 (15) |
| 10-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002212 | 0.00 | -367.99 | 2431 (15) | 31658 (15) | 150982 (15) |
| 11-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002011 | 0.00 | -366.12 | 2508 (15) | 32426 (15) | 164783 (15) |

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

| n° | B [m] | H [m] | Afi [mq] | Afs [mq] | M [kNm] | N [kN] | σ_c [kPa] | σ_{fi} [kPa] | σ_{fs} [kPa] |
|----|----------|----------|-------------|-------------|------------|-----------|---------------------|------------------------|------------------------|
| 1 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.00 | 0.00 | 0 (13) | 0 (13) | 0 (13) |
| 2 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.04 | 2.00 | 3 (14) | 33 (13) | 45 (14) |
| 3 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.18 | 3.99 | 7 (14) | 66 (13) | 100 (14) |
| 4 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.41 | 5.99 | 12 (14) | 97 (13) | 168 (14) |
| 5 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 0.74 | 7.99 | 17 (14) | 127 (13) | 248 (14) |
| 6 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 1.17 | 9.98 | 24 (14) | 156 (13) | 340 (14) |
| 7 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 1.70 | 11.98 | 32 (14) | 182 (13) | 446 (14) |
| 8 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 2.35 | 13.98 | 41 (14) | 205 (13) | 571 (14) |
| 9 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 3.11 | 15.97 | 52 (14) | 225 (13) | 719 (14) |
| 10 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 3.99 | 17.97 | 65 (14) | 289 (14) | 893 (14) |
| 11 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 4.99 | 19.97 | 80 (14) | 504 (14) | 1094 (14) |
| 12 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 6.12 | 21.96 | 97 (14) | 795 (14) | 1323 (14) |
| 13 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 7.38 | 23.96 | 117 (14) | 1170 (14) | 1580 (14) |
| 14 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 8.77 | 25.96 | 139 (14) | 1635 (14) | 1864 (14) |
| 15 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 10.30 | 27.95 | 164 (14) | 2193 (14) | 2176 (14) |
| 16 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 11.97 | 29.95 | 191 (14) | 2847 (14) | 2513 (14) |
| 17 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 13.78 | 31.95 | 220 (14) | 3598 (14) | 2878 (14) |
| 18 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 15.75 | 33.94 | 251 (14) | 4448 (14) | 3269 (14) |
| 19 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 17.86 | 35.94 | 285 (14) | 5400 (14) | 3687 (14) |
| 20 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 20.14 | 37.94 | 321 (14) | 6455 (14) | 4132 (14) |
| 21 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 22.57 | 39.93 | 360 (14) | 7615 (14) | 4605 (14) |
| 22 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 25.17 | 41.93 | 401 (14) | 8882 (14) | 5107 (14) |
| 23 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 27.94 | 43.93 | 444 (14) | 10259 (14) | 5637 (14) |
| 24 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 30.88 | 45.92 | 491 (14) | 11748 (14) | 6197 (14) |
| 25 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 33.99 | 47.92 | 539 (14) | 13351 (14) | 6786 (14) |
| 26 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 37.29 | 49.92 | 591 (14) | 15070 (14) | 7407 (14) |
| 27 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 40.77 | 51.91 | 645 (14) | 16907 (14) | 8058 (14) |
| 28 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 44.44 | 53.91 | 702 (14) | 18866 (14) | 8741 (14) |
| 29 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 48.30 | 55.91 | 762 (14) | 20948 (14) | 9457 (14) |
| 30 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 52.36 | 57.90 | 824 (14) | 23156 (14) | 10206 (14) |
| 31 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 56.62 | 59.90 | 890 (14) | 25492 (14) | 10989 (14) |
| 32 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 61.08 | 61.90 | 959 (14) | 27958 (14) | 11806 (14) |
| 33 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 65.74 | 63.89 | 1030 (14) | 30558 (14) | 12658 (14) |
| 34 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 70.62 | 65.89 | 1105 (14) | 33293 (14) | 13545 (14) |
| 35 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 75.72 | 67.89 | 1183 (14) | 36166 (14) | 14469 (14) |
| 36 | 1.00 | 0.75 | 0.001206 | 0.002413 | 81.03 | 69.88 | 1264 (14) | 39180 (14) | 15430 (14) |
| 37 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 87.93 | 85.29 | 764 (14) | 19977 (14) | 10053 (14) |
| 38 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 93.74 | 87.97 | 814 (14) | 21647 (14) | 10686 (14) |
| 39 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 99.78 | 90.64 | 865 (14) | 23403 (14) | 11343 (14) |

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| n° | B [m] | H [m] | Afi [mq] | Afs [mq] | M [kNm] | N [kN] | σc [kPa] | σfi [kPa] | σfs [kPa] |
|----|----------|----------|-------------|-------------|------------|-----------|-------------|--------------|--------------|
| 40 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 106.07 | 93.32 | 919 (14) | 25245 (14) | 12025 (14) |
| 41 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 112.61 | 96.00 | 974 (14) | 27176 (14) | 12732 (14) |
| 42 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 119.40 | 98.68 | 1031 (14) | 29195 (14) | 13464 (14) |
| 43 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 126.44 | 101.35 | 1091 (14) | 31303 (14) | 14221 (14) |
| 44 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 133.75 | 104.03 | 1152 (14) | 33503 (14) | 15004 (14) |
| 45 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 141.31 | 106.71 | 1216 (14) | 35796 (14) | 15813 (14) |
| 46 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 149.14 | 109.39 | 1282 (14) | 38183 (14) | 16649 (14) |
| 47 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 157.24 | 112.06 | 1350 (14) | 40665 (14) | 17511 (14) |
| 48 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 165.62 | 114.74 | 1420 (14) | 43243 (14) | 18401 (14) |
| 49 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 174.27 | 117.42 | 1493 (14) | 45920 (14) | 19319 (14) |
| 50 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 183.21 | 120.10 | 1567 (14) | 48697 (14) | 20264 (14) |
| 51 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 192.43 | 122.77 | 1644 (14) | 51575 (14) | 21238 (14) |
| 52 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 201.94 | 125.45 | 1724 (14) | 54555 (14) | 22241 (14) |
| 53 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 211.75 | 128.13 | 1805 (14) | 57639 (14) | 23273 (14) |
| 54 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 221.85 | 130.81 | 1889 (14) | 60828 (14) | 24334 (14) |
| 55 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 232.26 | 133.48 | 1976 (14) | 64123 (14) | 25426 (14) |
| 56 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 242.97 | 136.16 | 2065 (14) | 67527 (14) | 26548 (14) |
| 57 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 253.99 | 138.84 | 2156 (14) | 71040 (14) | 27700 (14) |
| 58 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 265.33 | 141.52 | 2250 (14) | 74664 (14) | 28884 (14) |
| 59 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 276.98 | 144.19 | 2347 (14) | 78399 (14) | 30099 (14) |
| 60 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 288.96 | 146.87 | 2446 (14) | 82249 (14) | 31346 (14) |
| 61 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 301.26 | 149.55 | 2548 (14) | 86213 (14) | 32625 (14) |
| 62 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 313.89 | 152.23 | 2652 (14) | 90294 (14) | 33937 (14) |
| 63 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 326.85 | 154.90 | 2759 (14) | 94492 (14) | 35282 (14) |
| 64 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 340.15 | 157.58 | 2869 (14) | 98810 (14) | 36660 (14) |
| 65 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 353.79 | 160.26 | 2981 (14) | 103248 (14) | 38073 (14) |
| 66 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 367.78 | 162.94 | 3097 (14) | 107808 (14) | 39519 (14) |
| 67 | 1.00 | 1.00 | 0.001608 | 0.003217 | 382.12 | 165.61 | 3215 (14) | 112491 (14) | 41000 (14) |

Piastra fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

| Is | B [m] | H [m] | Afi [mq] | Afs [mq] | Mp [kNm] | Mn [kNm] | σc [kPa] | σfi [kPa] | σfs [kPa] |
|--------|----------|----------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|
| 1-13-P | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.001810 | 27.28 | 0.00 | 177 (14) | 12376 (14) | 2270 (14) |
| 3-10-P | 0.98 | 1.20 | 0.001810 | 0.001810 | 0.04 | -73.73 | 530 (15) | 6806 (15) | 36774 (15) |
| 4-5-P | 0.98 | 1.20 | 0.001810 | 0.001810 | 2.38 | -21.65 | 156 (15) | 4981 (15) | 10800 (15) |
| 5-4-P | 0.98 | 1.20 | 0.001810 | 0.001810 | 25.45 | -16.47 | 183 (15) | 12693 (15) | 8214 (15) |
| 6-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002011 | 0.00 | -365.86 | 2506 (15) | 32403 (15) | 164668 (15) |
| 7-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002212 | 0.00 | -367.95 | 2431 (15) | 31655 (15) | 150968 (15) |
| 8-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002212 | 0.00 | -365.98 | 2418 (15) | 31485 (15) | 150159 (15) |
| 9-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002212 | 0.00 | -365.72 | 2416 (15) | 31463 (15) | 150053 (15) |
| 10-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002212 | 0.00 | -367.99 | 2431 (15) | 31658 (15) | 150982 (15) |
| 11-6-S | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.002011 | 0.00 | -366.12 | 2508 (15) | 32426 (15) | 164783 (15) |

progettazione ati:

15.9.2 Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

| | |
|------|---|
| n° | indice sezione |
| Y | ordinata sezione espressa in [m] |
| B | larghezza sezione espresso in [m] |
| H | altezza sezione espressa in [m] |
| Af | area ferri zona tesa espresso in [mq] |
| Aeff | area efficace espressa in [mq] |
| M | momento agente espressa in [kNm] |
| Mpf | momento di prima fessurazione espressa in [kNm] |
| e | deformazione espresso in % |
| Sm | spaziatura tra le fessure espressa in [m] |
| w | apertura delle fessure espressa in [m] |

Combinazioni SLEF

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

| n° | B [m] | H [m] | Af [mq] | Aeff [mq] | M [kNm] | Mpf [kNm] | ε [%] | Sm [m] | w [m] |
|----|----------|----------|------------|--------------|------------|--------------|----------------------|-----------|---------------|
| 1 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | 0.000000 | 0.00 | 0.00 | --- | --- | 0.000000 (12) |
| 2 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.01 | 416.05 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 3 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.04 | 416.29 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 4 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.10 | 416.54 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 5 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.18 | 416.78 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 6 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.30 | 417.04 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 7 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.46 | 417.27 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 8 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.66 | 417.52 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 9 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.90 | 417.77 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 10 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 1.19 | 418.00 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 11 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 1.54 | 418.25 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 12 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 1.94 | 418.50 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 13 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 2.40 | 418.75 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 14 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 2.93 | 418.99 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 15 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 3.52 | 419.24 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 16 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 4.19 | 419.48 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 17 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 4.93 | 419.73 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 18 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 5.75 | 419.97 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 19 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 6.66 | 420.21 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 20 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 7.65 | 420.46 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 21 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 8.74 | 420.70 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 22 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 9.92 | 420.94 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 23 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 11.20 | 421.19 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| n° | B [m] | H [m] | Af [mq] | Aeff [mq] | M [kNm] | Mpf [kNm] | ε [%] | Sm [m] | w [m] |
|----|----------|----------|------------|--------------|------------|--------------|----------|-----------|---------------|
| 24 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 12.59 | 421.45 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 25 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 14.08 | 421.69 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 26 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 15.68 | 421.93 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 27 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 17.40 | 422.18 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 28 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 19.23 | 422.42 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 29 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 21.19 | 422.66 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 30 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 23.28 | 422.91 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 31 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 25.50 | 423.15 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 32 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 27.85 | 423.39 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 33 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 30.34 | 423.64 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 34 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 32.97 | 423.90 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 35 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 35.75 | 424.15 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 36 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 38.67 | 424.38 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 37 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 40.38 | 761.33 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 38 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 43.51 | 761.78 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 39 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 46.83 | 762.23 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 40 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 50.34 | 762.67 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 41 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 54.02 | 763.10 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 42 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 57.89 | 763.55 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 43 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 61.92 | 763.99 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 44 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 66.14 | 764.45 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 45 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 70.54 | 764.87 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 46 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 75.13 | 765.32 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 47 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 79.91 | 765.77 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 48 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 84.88 | 766.22 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 49 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 90.05 | 766.65 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 50 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 95.43 | 767.08 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 51 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 101.01 | 767.53 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 52 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 106.81 | 767.96 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 53 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 112.82 | 768.42 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 54 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 119.05 | 768.86 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 55 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 125.50 | 769.30 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 56 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 132.18 | 769.74 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 57 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 139.09 | 770.21 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 58 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 146.23 | 770.65 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 59 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 153.62 | 771.06 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 60 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 161.24 | 771.53 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 61 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 169.12 | 771.97 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 62 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 177.24 | 772.39 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 63 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 185.62 | 772.84 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 64 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 194.26 | 773.28 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 65 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 203.16 | 773.72 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 66 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 212.32 | 774.19 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |
| 67 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 221.76 | 774.62 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (12) |

Piastra fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

| Is | B [m] | H [m] | Af [mq] | Aeff [mq] | M [kNm] | Mpf [kNm] | ε [%] | Sm [m] | w [m] |
|-------|----------|----------|------------|--------------|------------|--------------|----------|-----------|----------|
| 1-1-P | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.107500 | 2.06 | -822.90 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 3-1-P | 0.98 | 1.20 | 0.001810 | 0.105708 | 2.19 | -810.62 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 4-1-P | 0.98 | 1.20 | 0.001810 | 0.105708 | -0.48 | -810.62 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 5-1-P | 0.98 | 1.20 | 0.001810 | 0.105708 | -0.46 | -810.62 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 6-1-S | 1.00 | 1.20 | 0.002011 | 0.107500 | 0.91 | -829.52 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 7-1-S | 1.00 | 1.20 | 0.002212 | 0.107500 | -1.70 | -836.14 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 8-1-S | 1.00 | 1.20 | 0.002212 | 0.107500 | 1.66 | -836.14 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |

progettazione ati:

| Is | B [m] | H [m] | Af [mq] | Aeff [mq] | M [kNm] | Mpf [kNm] | ε [%] | Sm [m] | w [m] |
|--------|----------|----------|------------|--------------|------------|--------------|----------|-----------|----------|
| 9-1-S | 1.00 | 1.20 | 0.002212 | 0.107500 | 1.66 | -836.14 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 10-1-S | 1.00 | 1.20 | 0.002212 | 0.107500 | -1.70 | -836.14 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 11-1-S | 1.00 | 1.20 | 0.002011 | 0.107500 | 0.91 | -829.52 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |

Combinazioni SLEQ

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

| n° | B [m] | H [m] | Af [mq] | Aeff [mq] | M [kNm] | Mpf [kNm] | ε [%] | Sm [m] | w [m] |
|----|----------|----------|------------|--------------|------------|--------------|----------|-----------|---------------|
| 1 | 1.00 | 0.75 | 0.000000 | 0.000000 | 0.00 | 0.00 | --- | --- | 0.000000 (13) |
| 2 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.00 | 416.04 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 3 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.01 | 416.30 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 4 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.02 | 416.54 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 5 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.04 | 416.79 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 6 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.08 | 417.02 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 7 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.14 | 417.27 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 8 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.22 | 417.51 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 9 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.33 | 417.77 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 10 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.47 | 418.01 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 11 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.65 | 418.24 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 12 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 0.86 | 418.50 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 13 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 1.12 | 418.75 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 14 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 1.43 | 418.98 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 15 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 1.78 | 419.24 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 16 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 2.19 | 419.48 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 17 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 2.66 | 419.72 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 18 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 3.19 | 419.98 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 19 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 3.78 | 420.21 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 20 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 4.45 | 420.46 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 21 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 5.19 | 420.72 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 22 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 6.01 | 420.96 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 23 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 6.91 | 421.19 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 24 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 7.89 | 421.45 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 25 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 8.97 | 421.70 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 26 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 10.14 | 421.93 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 27 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 11.40 | 422.18 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 28 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 12.77 | 422.43 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 29 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 14.24 | 422.68 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 30 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 15.82 | 422.92 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 31 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 17.51 | 423.16 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 32 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 19.32 | 423.39 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 33 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 21.25 | 423.64 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 34 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 23.31 | 423.89 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 35 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 25.49 | 424.14 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 36 | 1.00 | 0.75 | 0.002413 | 0.107500 | 27.81 | 424.39 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 37 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 30.25 | 760.98 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 38 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 32.73 | 761.42 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 39 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 35.35 | 761.89 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 40 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 38.12 | 762.33 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 41 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 41.04 | 762.76 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 42 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 44.11 | 763.19 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 43 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 47.34 | 763.66 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 44 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 50.74 | 764.11 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |

progettazione ati:

VIADOTTO VENTURELLO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

| n° | B [m] | H [m] | Af [mq] | Aeff [mq] | M [kNm] | Mpf [kNm] | ε [%] | Sm [m] | w [m] |
|----|----------|----------|------------|--------------|------------|--------------|----------|-----------|---------------|
| 45 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 54.30 | 764.52 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 46 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 58.03 | 764.96 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 47 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 61.93 | 765.41 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 48 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 66.01 | 765.85 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 49 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 70.27 | 766.28 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 50 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 74.72 | 766.75 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 51 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 79.35 | 767.17 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 52 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 84.18 | 767.63 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 53 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 89.21 | 768.06 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 54 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 94.43 | 768.50 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 55 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 99.86 | 768.95 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 56 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 105.51 | 769.38 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 57 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 111.36 | 769.83 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 58 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 117.43 | 770.27 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 59 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 123.72 | 770.74 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 60 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 130.24 | 771.17 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 61 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 136.99 | 771.59 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 62 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 143.97 | 772.06 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 63 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 151.18 | 772.50 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 64 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 158.64 | 772.94 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 65 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 166.34 | 773.36 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 66 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 174.29 | 773.80 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |
| 67 | 1.00 | 1.00 | 0.003217 | 0.107500 | 182.49 | 774.27 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 (13) |

Piastra fondazione

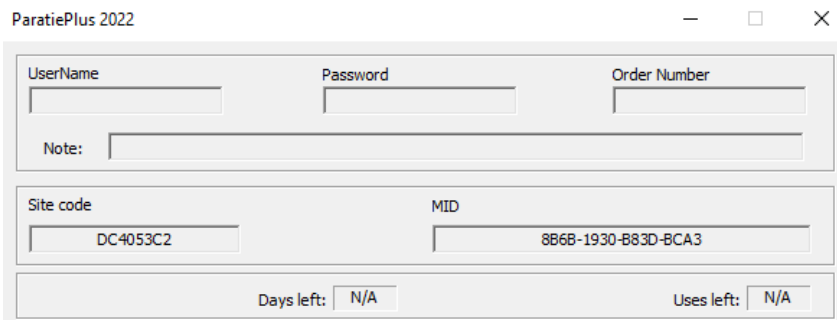
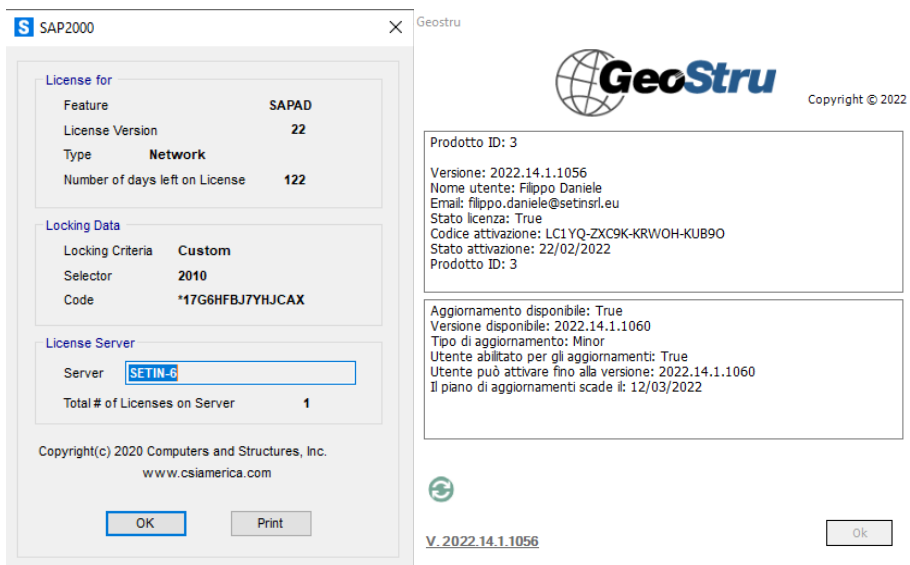
Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

| Is | B [m] | H [m] | Af [mq] | Aeff [mq] | M [kNm] | Mpf [kNm] | ε [%] | Sm [m] | w [m] |
|--------|----------|----------|------------|--------------|------------|--------------|----------|-----------|----------|
| 1-1-P | 1.00 | 1.20 | 0.001810 | 0.107500 | 1.91 | -822.90 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 3-1-P | 0.98 | 1.20 | 0.001810 | 0.105708 | -2.33 | -810.62 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 4-1-P | 0.98 | 1.20 | 0.001810 | 0.105708 | -0.51 | -810.62 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 5-1-P | 0.98 | 1.20 | 0.001810 | 0.105708 | -0.43 | -810.62 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 6-1-S | 1.00 | 1.20 | 0.002011 | 0.107500 | 0.81 | -829.52 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 7-1-S | 1.00 | 1.20 | 0.002212 | 0.107500 | -1.51 | -836.14 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 8-1-S | 1.00 | 1.20 | 0.002212 | 0.107500 | 1.48 | -836.14 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 9-1-S | 1.00 | 1.20 | 0.002212 | 0.107500 | 1.48 | -836.14 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 10-1-S | 1.00 | 1.20 | 0.002212 | 0.107500 | -1.51 | -836.14 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 11-1-S | 1.00 | 1.20 | 0.002011 | 0.107500 | 0.81 | -829.52 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |

progettazione ati:

16 SOFTWARE UTILIZZATI E LICENZE

- ✓ Per l'analisi dinamica esplicitata nella Relazione di calcolo dell'impalcato (T00VI05STRRE01) si è utilizzato il software SAP2000 intestato a Setin Servizi Tecnici Infrastrutture srl
- ✓ Per le verifiche delle sezioni in c.a. si è utilizzato il software RC-SEC di GeoStru intestato a Setin Servizi Tecnici Infrastrutture srl
- ✓ Per il calcolo della spalla si è utilizzato il foglio excel appoggiato al software di calcolo ed editing Tekla Tedds (n. TDS-B_R12) intestato a Setin Servizi Tecnici Infrastrutture srl
- ✓ Per le opere di sostegno tirantate Paratie Plus intestato a Setin Servizi Tecnici Infrastrutture srl
- ✓ Per la verifica dei muri di sostegnoMax 15.0 della Aztec intestato a Setin Servizi Tecnici Infrastrutture srl



progettazione ati: