

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

TANGENZIALE NORD E SUD

82T - VIADOTTO NAVILE-BATTIFERRO AMPL. TANG.

AMPLIAMENTO NORD E SUD

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO
SOTTOSTRUTTURE ESISTENTI - ADEGUAMENTO

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele
Ord. Ingg. Milano n.18641
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

| CODICE IDENTIFICATIVO | | | | | | | | | | | ORDINATORE |
|-----------------------|----------------------------------|------|------------------------|-----------|-------|---------------|-----------------------|------------|-------------|------|------------|
| RIFERIMENTO PROGETTO | | | RIFERIMENTO DIRETTORIO | | | | RIFERIMENTO ELABORATO | | | | |
| Codice Commessa | Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto | Fase | Capitolo | Paragrafo | W B S | Parte d'opera | Tip. | Disciplina | Progressivo | Rev. | |
| 111465 | 0000 | PD | A2 | V82 | VA82N | DCK00 | R | S T R | 0592 | 0 | SCALA - |



PROJECT MANAGER:

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

SUPPORTO SPECIALISTICO:

REDATTO:

VERIFICATO:

REVISIONE

| n. | data |
|----|----------------|
| 0 | SETTEMBRE 2020 |
| 1 | - |
| 2 | - |
| 3 | - |
| 4 | - |

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



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

Sommario

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | GENERALITA' | 3 |
| 1.1 | OGGETTO E SCOPO | 3 |
| 1.2 | NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 7 |
| 1.3 | PRINCIPI DI PROGETTAZIONE | 9 |
| 1.3.1 | Metodi di Calcolo | 9 |
| 1.3.2 | Unità di misura | 9 |
| 1.3.3 | Stati Limite e Situazioni di Progetto | 9 |
| 1.4 | INQUADRAMENTO SISMICO | 10 |
| 2 | MATERIALI | 11 |
| 2.1 | CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI DI STRUTTURE ESISTENTI | 11 |
| 2.2 | RISULTATI DELLE INDAGINI | 12 |
| 2.3 | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | 13 |
| 3 | SPALLA LATO MILANO | 14 |
| 3.1 | ANALISI DEI CARICHI | 14 |
| 3.1.1 | Peso proprio (g_1) e carichi permanenti (g_2) | 14 |
| 3.1.2 | Spinta delle terre | 14 |
| 3.1.3 | Carichi accidentali | 14 |
| 3.1.4 | Tiranti | 14 |
| 3.1.5 | Carichi trasmessi dall'impalcato | 15 |
| 3.1.6 | Azione Sismica | 17 |
| 3.2 | COMBINAZIONE DEI CARICHI | 18 |
| 3.2.1 | Generalita' | 18 |
| 3.2.2 | Stato limite ultimo | 20 |
| 3.3 | MODELLAZIONE FEM | 21 |
| 3.4 | SINTESI DEI RISULTATI | 23 |
| 3.5 | VERIFICHE SPALLA | 24 |
| 3.5.1 | Verifica flessionale paramento verticale | 24 |
| 3.5.2 | Verifica a taglio del paramento verticale | 26 |
| 3.5.3 | Verifica dei tiranti | 29 |
| 3.5.4 | Verifica capacità portante del plinto | 33 |
| 4 | PILA 1 E PILA 2 | 40 |
| 4.1 | ANALISI DEI CARICHI | 40 |
| 4.1.1 | Peso proprio (g_1) | 40 |
| 4.1.2 | Azione del vento | 40 |
| 4.1.3 | Carichi trasmessi dall'impalcato | 41 |
| 4.1.4 | Azione Sismica | 43 |
| 4.2 | COMBINAZIONE DEI CARICHI | 44 |
| 4.2.1 | Generalita' | 44 |
| 4.2.2 | Stato limite ultimo | 46 |
| 4.3 | MODELLAZIONE FEM | 47 |
| 4.4 | SINTESI DEI RISULTATI | 48 |
| 4.5 | VERIFICHE PILA | 50 |
| 4.5.1 | Verifica a flessione del pulvino – parte anni '60 | 50 |
| 4.5.2 | Verifica a flessione del pulvino – parte ampliamento 2004 | 51 |
| 4.5.3 | Verifica a flessione del fusto | 52 |
| 4.5.4 | Verifica a taglio del pulvino anni '60 | 54 |
| 4.5.5 | Verifica a taglio del pulvino dell'ampliamento 2004 | 57 |
| 4.5.6 | Verifica a taglio del fusto anni '60 | 60 |

| | | |
|-------|---|----|
| 4.5.7 | Verifica a taglio del fusto dell'ampliamento 2004 | 62 |
| 4.5.8 | Verifica capacità portante fondazione | 64 |

1 GENERALITA'

1.1 OGGETTO E SCOPO

La seguente relazione di calcolo è relativa all'analisi delle sottostrutture esistenti del ponte sui canali Battiferro e Navile previste nell'ambito del progetto esecutivo di potenziamento in sede del sistema autostradale/tangenziale nodo di Bologna.

Il ponte in oggetto, che è stato realizzato nel 1964, scavalca due canali idrici ed è costituito in realtà da due opere separate strutturalmente e sostenenti ciascuna una carreggiata della Autostrada A14, Bologna - Taranto, e una carreggiata della Tangenziale di Bologna.

Gli impalcati dei due ponti sono articolati in 3 campate semplicemente appoggiate, su pile a telaio aventi interasse pari a 26.05 m e disposte in obliquo di 16.2° rispetto all'asse stradale.

Ciascuna campata è costituita da 8 travi in C.A.P. con cavi di postensione, aventi luci nette di 24.05 m, e da 4 traversi lunghi 21.00 m, quelli intermedi precompressi. La struttura è completata da una soletta gettata in opera avente uno spessore di 20 cm. La soletta è interrotta da due giunti trasversali presso ogni pila e spalla, posti in asse agli appoggi, ed il piccolo varco di circa 2.00 m tra le solette di due campate contigue viene coperto da una soletta appoggiata ai traversi di estremità degli impalcati stessi.

La sottostruttura a telaio è costituita da un pulvino sorretto da quattro colonne in C.A. del diametro di 1.20 m e poggianti su un unico plinto a sua volta fondato su pali di tipo Franki. Le spalle, anch'esse in C.A. e fondate su pali Franki, sono completate da due muri andatori.

L'opera in oggetto è stata soggetta a un primo intervento di ampliamento nel 2004 che consiste nell'allargamento della piattaforma stradale sul lato esterno - lato tangenziale - per una misura di 1.32 m, sufficiente a consentire l'inserimento di tre corsie sia per l'autostrada che per la tangenziale.

L'allargamento della piattaforma comporta una struttura in allargamento per ciascuna delle due carreggiate ottenuta mediante l'aggiunta di una trave in struttura mista acciaio-calcestruzzo a fianco di quelle esistenti in C.A.P. ed un ampliamento anche delle sottostrutture, comportante la continuazione strutturale del pulvino e del plinto con l'inserimento di una nuova colonna dello stesso diametro delle esistenti.

La parte in allargamento del 2004 dell'impalcato è stata collegata strutturalmente a quella esistente tramite la continuazione dei traversi di testata, realizzati in C.A., ed il collegamento delle solette mediante demolizione della parte a sbalzo esistente con preservazione delle armature e conglobamento di queste nel nuovo getto.

Inoltre, durante l'intervento di allargamento del 2004 è stata consolidata la spalla esistente mediante l'introduzione di tiranti passivi realizzati in micropali armati e mediante un intervento di placcaggio.

La presente relazione riporta le analisi svolte per il dimensionamento e verifica delle sottostrutture esistenti.

Di seguito si riportano le principali geometrie dell'opera. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

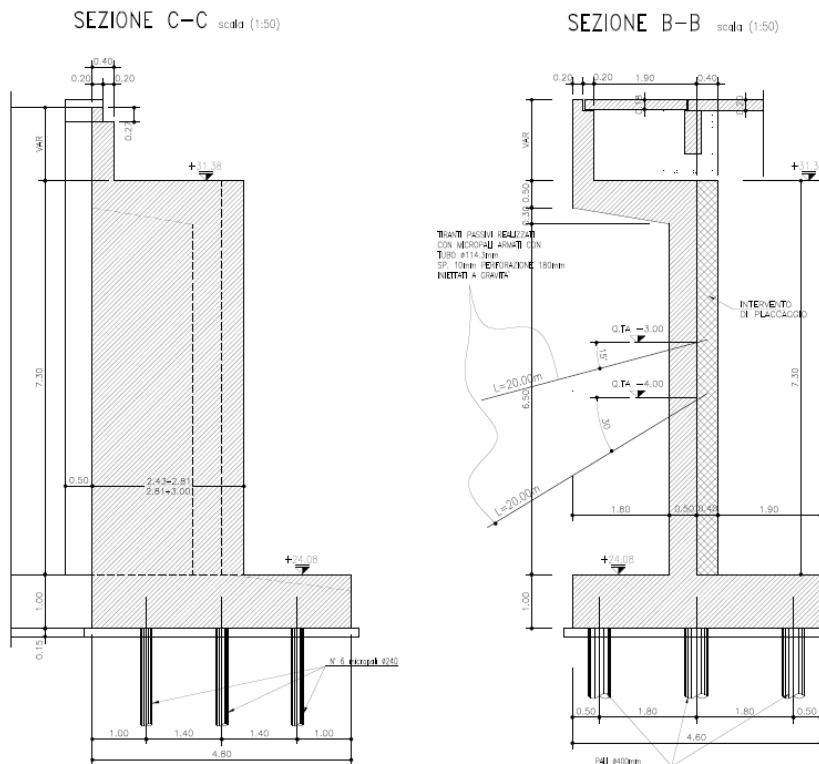


Figura 1.1: Sezione trasversale spalla lato Milano: B-B spalla originaria con placcaggio e tiranti; C-C spalla ampliamento 2004

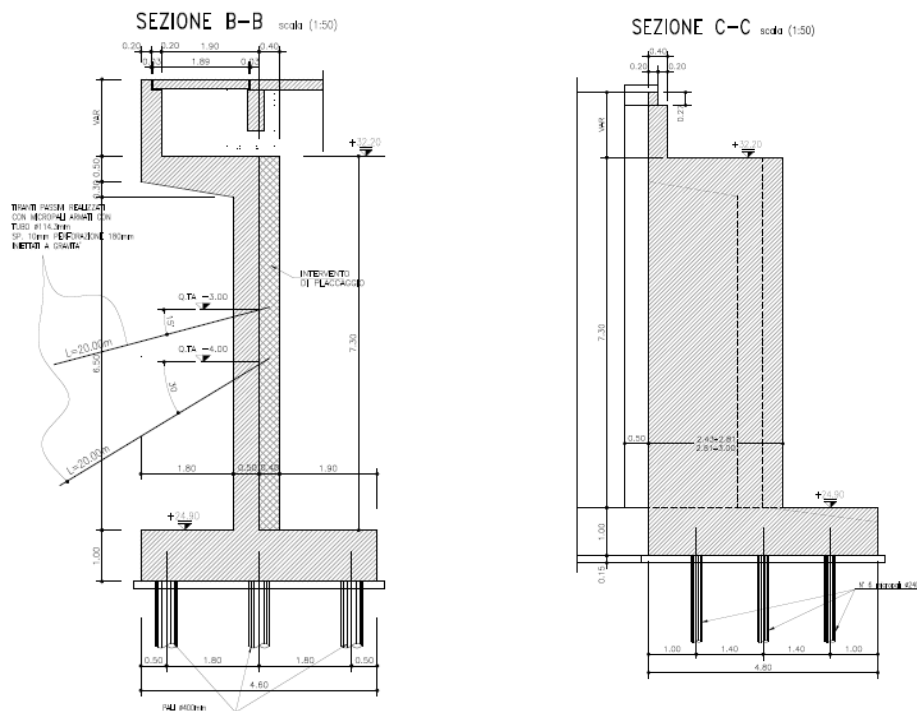


Figura 1.2: Sezione trasversale spalla lato Ancona: B-B spalla originaria con placcaggio e tiranti; C-C spalla ampliamento 2004

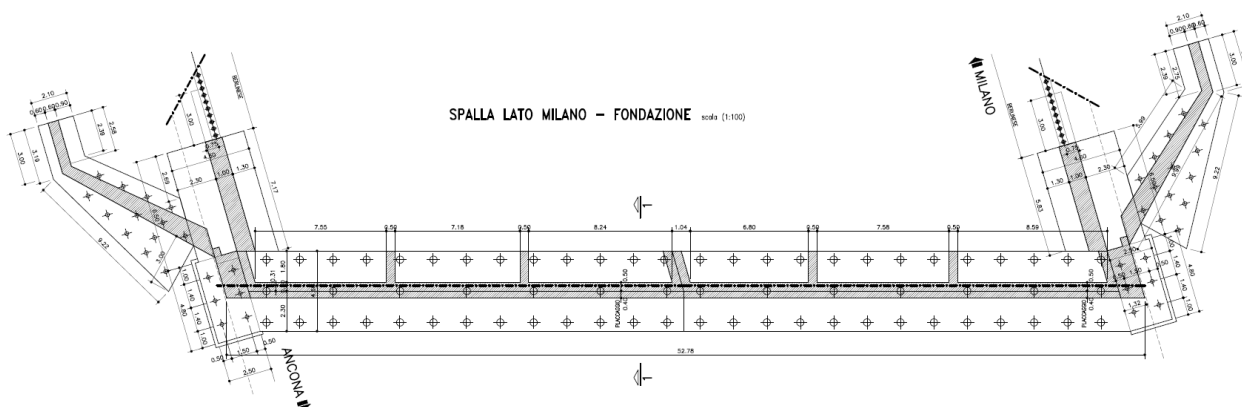


Figura 1.3: Fondazione spalla lato Milano

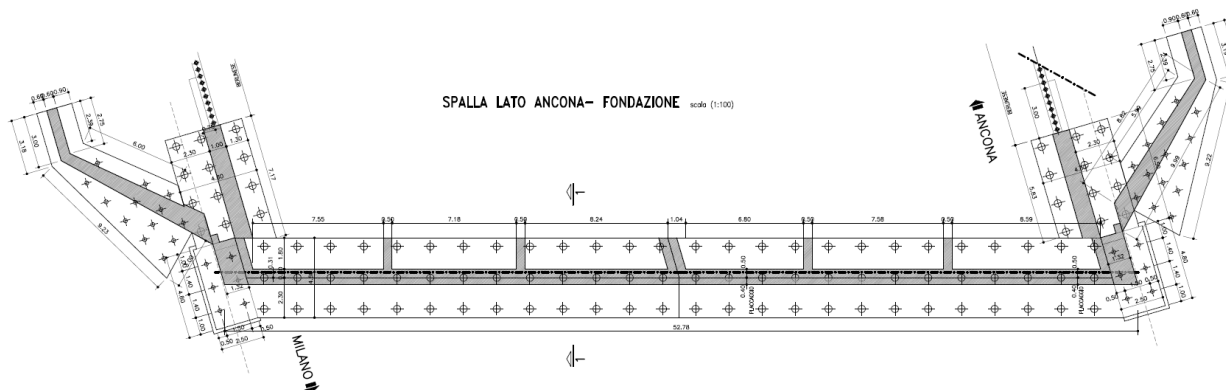


Figura 1.4: Fondazione spalla lato Ancona

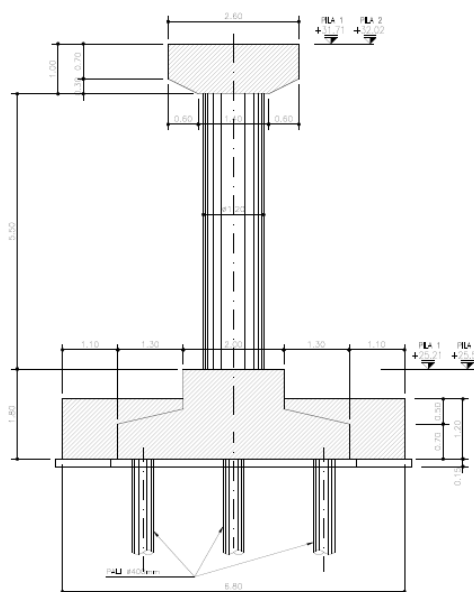


Figura 1.5: Sezione pila

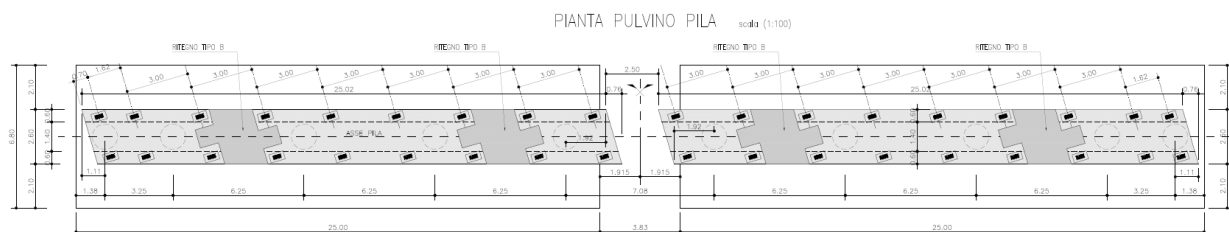


Figura 1.6: *Pianta pulvino*



Figura 1.7: *Pianta fondazione ed elevazione pila*

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche di seguito documentate sono state svolte nel rispetto della Normativa vigente di seguito richiamata:

- Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – *“Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”*;
- Legge 2 Febbraio 1974 n.64: *“Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*;
- D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle *“Norme Tecniche per le Costruzioni”* - GU n°42 del 20/2/2018 (di seguito indicata con la sigla “NTC”)
- Circolare 21 Gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- CNR DT 207/2008 *“Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”*.
- CNR UNI 10011/88: *“Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione”*.
- CNR 10016/85: *“Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni”*.
- CNR 10030/87: *“Anime irrigidite di travi a parete piena”*.
- CNR 10024/86: *“Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”*.
- CNR 10012/85: *“Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni”*.

Per quanto non definito dalle sopra citate norme, nella stesura dei calcoli è stata consultata anche la seguente normativa internazionale:

- UNI ENV 1090-1:2001: *Esecuzione di strutture in acciaio – Parte 1: Regole generali e regole per gli edifici*.
- UNI EN 1991-2:2003 Eurocodice 1- *Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti*
- UNI ENV 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – *Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*.
- UNI ENV 1993-1-1:1994: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*.
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*.
- UNI EN 1993-1-5:2007: Eurocode 3 – *Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural element*.
- UNI ENV 1993-1-6:2002: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-6: Regole generali – Regole supplementari per le strutture a guscio*.
- UNI EN 1993-1-8:2005: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti*.

- UNI EN 1993-1-11:2005: Eurocode 3 – *Design of steel structures – Part 1-11: Design of structures with tension components.*
- UNI ENV 1994-1-1:2004: Eurocode 4 – *Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.*
- UNI ENV 1994-2:2005: Eurocode 4 – *Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges*

Inoltre si è fatto riferimento a:

- Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n88/2019 – Ministero delle Infrastrutture – 17.04.2020

1.3 PRINCIPI DI PROGETTAZIONE

1.3.1 Metodi di Calcolo

Tutti i calcoli di verifica vengono svolti secondo i metodi comprovati derivanti dalla scienza e dalla tecnica delle costruzioni, ricavati dalla letteratura e dalla normativa vigente.

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Data la notevole mole di dati elaborati e di calcoli svolti per verificare tutti i componenti e tener conto delle possibili situazioni di progetto, vengono di seguito riportati solo i principali risultati ed una parte dei calcoli strutturali. In allegato si riporta un estratto dei tabulati di input dati e i relativi dati di output per la condizione di massime sollecitazioni sulle nuove travi in acciaio e sulle travi esistenti secondo la configurazione di carico definite dalle attuali norme.

1.3.2 Unità di misura

Nel seguito della relazione si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le masse \Rightarrow kg, t
- per i carichi \Rightarrow kN, kN/m, kN/m²
- per le azioni di calcolo \Rightarrow kN, kNm
- per le tensioni \Rightarrow N/mm², MPa, daN/cm²

1.3.3 Stati Limite e Situazioni di Progetto

Stati Limite

Per la progettazione e verifica delle strutture in oggetto viene adottato il metodo degli Stati Limite; per le verifiche che seguono sono stati presi in considerazione, direttamente od indirettamente, le seguenti categorie di Stati Limite:

- Stati Limite Ultimi (SLU).
- Stati Limite di Servizio (SLS).

Per la progettazione e verifica della struttura in oggetto sono stati presi in considerazione, direttamente od indirettamente, i seguenti Stati Limite Ultimi significativi:

- Stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU).
- Stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione (STR).

Situazioni di Progetto

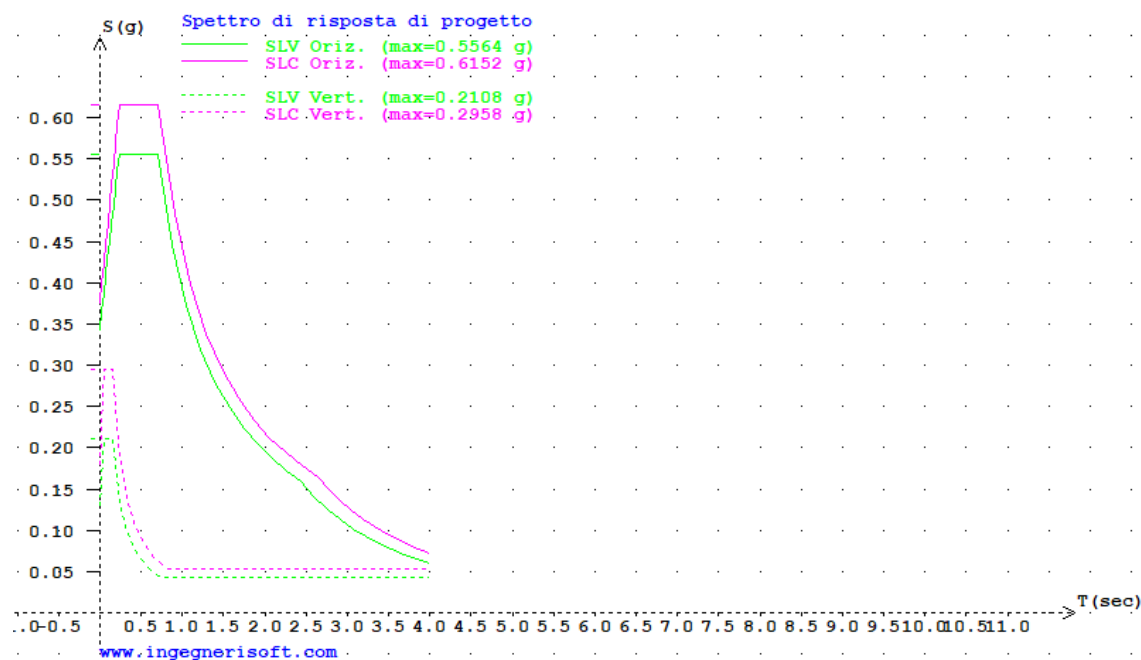
Poiché la costruzione in oggetto rientra nelle tipologie strutturali ordinarie, vengono prese in considerazione le seguenti situazioni di progetto pertinenti:

- Situazioni di Progetto Persistenti: sono le condizioni progettuali corrispondenti alle normali condizioni d'uso della struttura.
- Situazioni di Progetto Sismiche: sono le condizioni progettuali applicabili quando la struttura è soggetta all'evento sismico.
- Situazioni di Progetto Eccezionali: sono le condizioni progettuali applicabili quando la struttura è soggetta ad azioni eccezionali di progetto.

1.4 INQUADRAMENTO SISMICO

Si richiama di seguito l'inquadramento sismico del sito di intervento.

| | |
|--|--|
| Vita nominale: | 50anni |
| Classe d'uso: | IV \rightarrow $C_u = 2.0$ |
| Vita di riferimento: | 100anni |
| Accelerazione massima su suolo tipo A: | $a_g = 0.210g$ |
| Categoria topografica: | T1 |
| Tipo di suolo: | D (pk da 10+200 a 18+500) C (pk da 8+900 a 10+200 e da 18+500 a 22+300) |
| Coeff. di amplificazione topografica S_T : | 1.00 |
| Coeff. di amplificazione stratigrafica S_S : | 1.635 (suolo tipo D) 1.394 (suolo tipo C) |
| Accelerazione massima al sito: | $a_{max} = 0.3434g$ (suolo tipo D) $a_{max} = 0.2927g$ (suolo tipo C) |



2 MATERIALI

2.1 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI DI STRUTTURE ESISTENTI

Secondo quanto definito dalle NTC2018, le resistenze di progetto sono ottenute a partire dalle resistenze medie riducendole con i coefficienti sui materiali, secondo quanto definito dalle NTC2018, e assumendo comunque un valore non maggiore di quello caratteristico per tenere in conto dell'entità della dispersione dei risultati.

Inoltre, in accordo alle Linee guida dei Ponti (paragrafo 6.3.4), per la resistenza di progetto si sceglie il minimo fra i due seguenti valori:

$$f_d = \min (f_m/FC * \gamma_m ; f_k/FC)$$

dove:

- f_m : valore medio a partire dai dati delle prova
- f_k : valore caratteristico al frattile 5% stimato a partire dai dati delle prove
- γ_m : fattore parziale di sicurezza, definito in accordo alle NTC2018
- FC: fattore di confidenza che varia da 1 a 1,35, che riduce i valori medi dei materiali che a loro volta sono ridotti del valore di γ_m .

Il fattore di confidenza FC è definito con riferimento a tre livelli di conoscenza (LC) crescenti:

| | | | | |
|-----|--------------------------------|----|---|------|
| LC1 | livello di conoscenza limitato | FC | = | 1,35 |
| LC2 | livello di conoscenza adeguato | FC | = | 1,20 |
| LC3 | livello di conoscenza accurato | FC | = | 1 |

Il livello di conoscenza è definito sulla base degli approfondimenti effettuati inerenti a:

- geometria della struttura;
- proprietà dei materiali;
- connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso

Per maggiori dettagli si rimanda alle NTC2018 e alle Linee Guida dei ponti.

Nel caso in esame, essendo nota la geometria e essendo disponibili i risultati di indagini diagnostiche (riportate nel paragrafo successivo), si assume:

- un livello di conoscenza LC3 (livello di conoscenza LC3), per cui il fattore di confidenza è assunto pari a 1.

Per la determinazione delle resistenze di progetto dei materiali, si fa riferimento a quanto definito dalle NTC2018, ossia le resistenze di progetto sono ottenute a partire dalle resistenze medie riducendole con i coefficienti sui materiali:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

2.2 RISULTATI DELLE INDAGINI

Si riportano di seguito i risultati delle prove sperimentali effettuate nel 2020. I dati disponibili si riferiscono alle spalle.

- SPALLE

| Prova | Elemento | Carotaggio | R _{ck} |
|--------|----------|------------|-----------------|
| [anno] | [-] | [ID] | [MPa] |
| 2020 | SPALLA | C 49 | 34.26 |
| 2020 | SPALLA | C 50 | 29.42 |
| 2020 | SPALLA | C 51 | 33.45 |
| 2020 | SPALLA | C 71 | 36.32 |
| 2020 | SPALLA | C 72 | 35.8 |
| 2020 | SPALLA | C 73 | 36.62 |
| 2020 | SPALLA | C 74 | 50.21 |

Con riferimento a quanto definito nel paragrafo 2.1, si riportano di seguito i valori delle resistenze di progetto del calcestruzzo:

| Elaborazione Dati Prove | | | |
|---|-------|-------|---|
| N | 7 | [-] | Numero Campioni |
| dev standard | 6.49 | [MPa] | Deviazione standard campionaria dei valori |
| μ | 3.588 | [MPa] | Media campionaria dei logaritmi |
| σ | 0.163 | [MPa] | Deviazione standard campionaria dei logaritmi |
| μ _{0.16} | 3.526 | [MPa] | Sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria |
| FC | 1.00 | [-] | Fattore di confidenza |
| | | | |
| R _{cm} | 36.6 | [MPa] | Valore resistenza media dei valori |
| R _{ck'} | 26.0 | [MPa] | Resistenza cubica caratteristica - frattile 5% |
| α _{cc} | 0.85 | [-] | Coefficiente effetti a lungo termine e durata di applicazione del carico |
| Calcolo resistenze di progetto | | | |
| γ _c | 1.50 | [-] | fattore di sicurezza materiale - NTC2018 |
| R _{cd_NTC2018 (DUTTILI)} | 31.1 | [MPa] | = α _{cc} x R _{cm} /FC |
| f _{cd_NTC2018 (DUTTILI)} | 25.8 | [MPa] | = 0.83 x R _{cd_NTC2018} |
| R _{cd_NTC2018 (FRAGILI)} | 20.7 | [MPa] | = α _{cc} x R _{cm} /(γ _c x FC) |
| f _{cd_NTC2018 (FRAGILI)} | 17.2 | [MPa] | = 0.83 x R _{cd_NTC2018} |
| Resistenza di progetto adottata | | | |
| R _{cd_MIN} | 20.7 | [MPa] | = min(R _{cd_NTC2018(DUTTILI)} ; R _{cd_NTC2018(FRAGILI)}) |
| f _{cd_MIN} | 17.2 | [MPa] | = min(f _{cd_NTC2018(DUTTILI)} ; f _{cd_NTC2018(FRAGILI)}) |
| CLS equivalente - SPALLE. C30/37 | | | |

Cautelativamente nelle verifiche riportate nella presente relazione sono state considerate resistenze di progetto inferiori rispetto a quelle ottenute dalle indagini. Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali utilizzate.

2.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo strutture esistenti

| | |
|--------------------------------------|------------------------------------|
| Classe di resistenza | C20/25 |
| Resistenza caratteristica cubica | $R_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza caratteristica cilindrica | $f_{ck} \geq 20,75 \text{ N/mm}^2$ |

Calcestruzzo strutture relative al primo ampliamento

| | |
|--------------------------------------|------------------------------------|
| Classe di resistenza | C25/30 |
| Resistenza caratteristica cubica | $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza caratteristica cilindrica | $f_{ck} \geq 24,90 \text{ N/mm}^2$ |

Calcestruzzo plinto esistente

| | |
|--------------------------------------|------------------------------------|
| Classe di resistenza | C25/30 |
| Resistenza caratteristica cubica | $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza caratteristica cilindrica | $f_{ck} \geq 24,90 \text{ N/mm}^2$ |

Ritegni antisismici, placcaggio spalle esistenti:

| | |
|--------------------------------------|------------------------------------|
| Classe di resistenza | C35/45 |
| Resistenza caratteristica cubica | $R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza caratteristica cilindrica | $f_{ck} \geq 37,35 \text{ N/mm}^2$ |

Strutture esistenti: barre in acciaio liscio per cemento armato ordinario

acciaio Aq 50 - 60 :

tensione caratteristica di rottura : $f_{tk} = 500 \text{ N / mm}^2$

tensione caratteristica di snervamento : $f_{yk} = 270 \text{ N / mm}^2$

Strutture relative al primo ampliamento: barre ad aderenza migliorata per cemento armato ordinario

acciaio tipo Fe B 44K

con diametro < 30 mm :

tensione caratteristica di rottura : $f_{tk} = 540 \text{ N / mm}^2$

tensione caratteristica di snervamento : $f_{yk} = 430 \text{ N / mm}^2$

con diametro = 30 mm :

tensione caratteristica di rottura : $f_{tk} = 450 \text{ N / mm}^2$

tensione caratteristica di snervamento : $f_{yk} = 375 \text{ N / mm}^2$

3 SPALLA LATO MILANO

Nel seguente paragrafo verranno riportate le analisi svolte relativamente alla Spalla lato Milano. Tali verifiche sono da ritenersi valide anche per la Spalla lato Ancona, data la similitudine tra le due strutture.

3.1 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le analisi dei carichi agenti sulla spalla in esame.

3.1.1 Peso proprio (g_1) e carichi permanenti (g_2)

I carichi permanenti sono rappresentati dai pesi propri strutturali dell'opera (g_1), assumendo un peso unitario del c.a. pari a 25 kN/m^3 . Questi carichi vengono assegnati automaticamente dal programma di calcolo in funzione dell'area degli elementi e dei rispettivi pesi specifici determinati in funzione della geometria specifica di ciascun elemento.

Inoltre è stato considerato il peso del terrapieno retrostante la spalla, assunto pari a 19.00 kN/m^3 , uniformemente distribuito sulla superficie della platea.

3.1.2 Spinta delle terre

La spinta del terreno presente a monte della struttura va considerata come carico permanente di tipo *strutturale* in quanto il terreno, interagendo con l'opera, contribuisce con le sue caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza, al comportamento strutturale dell'opera.

Con riferimento alle indicazioni del DM-2018, l'effetto delle spinte è valutato con i metodi tradizionali dell'equilibrio limite. Si è considerato il volume di terreno spingente in condizioni di spinta attiva, assumendo:

- Angolo di attrito del terreno $\phi = 35^\circ$
- Peso del volume di terreno considerato $g_t = 19 \text{ kN/m}^3$;

$$K_A = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) = 0.271$$

3.1.3 Carichi accidentali

Per le analisi di stabilità globali e per la verifica degli elementi principali si considera un sovraccarico sul terrapieno retrostante la spalla, pari a 20 kN/m^2 .

La spinta dovuta a tale carico è stata valutata in ragione di $0.271 \times 20 = 5.42 \text{ kPa}$.

3.1.4 Tiranti

Il contributo stabilizzante legato ai tiranti, è stato applicato come carico puntuale e calcolato come definito al paragrafo 3.5.3.

3.1.5 Carichi trasmessi dall'impalcato

Nel seguito si riportano le azioni sulle apparecchiature di appoggio, derivate dall'analisi dell'impalcato.

Appoggi in prossimità di ritegni

SLU

| Load case | | Fx | Fy | Fz |
|-----------------|------|--------|-----|------|
| Dead load | 1.35 | 0 | 0 | 397 |
| Permanenti | 1.35 | 0 | 0 | 167 |
| Precompressione | 1.00 | 0 | 0 | 0 |
| Traffico no psi | 1.35 | 0 | 0 | 539 |
| Traffico psi | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Vento | 0.90 | 27 | 237 | 0 |
| Frenatura | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Temperatura | 0.72 | 186.93 | 0 | 0 |
| Sisma | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Tot. | | 214 | 237 | 1103 |

SLU 2a

| Load case | | Fx | Fy | Fz |
|-----------------|------|-----|----|-----|
| Dead load | 1.35 | 0 | 0 | 397 |
| Permanenti | 1.35 | 0 | 0 | 167 |
| Precompressione | 1.00 | 0 | 0 | 0 |
| Traffico no psi | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Traffico psi | 1.35 | 0 | 0 | 348 |
| Vento | 0.30 | 9 | 79 | 0 |
| Frenatura | 1.35 | 72 | 0 | 0 |
| Temperatura | 0.72 | 187 | 0 | 0 |
| Sisma | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Tot. | | 268 | 79 | 912 |

SLV

| Load case | | Fx | Fy | Fz |
|-----------------|------|-----|-----|-----|
| Dead load | 1.00 | 0 | 0 | 294 |
| Permanenti | 1.00 | 0 | 0 | 124 |
| Precompressione | 1.00 | 0 | 0 | 0 |
| Traffico no psi | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Traffico psi | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Vento | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Frenatura | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Temperatura | 0.50 | 130 | 0 | 0 |
| Sisma | 1.00 | 815 | 244 | 88 |
| Tot. | | 944 | 244 | 507 |

Appoggi non in prossimità di ritegni

SLU

| Load case | | Fx | Fy | Fz |
|-----------------|------|----------|----------|-------------|
| Dead load | 1.35 | 0 | 0 | 397 |
| Permanenti | 1.35 | 0 | 0 | 167 |
| Precompressione | 1.00 | 0 | 0 | 0 |
| Traffico no psi | 1.35 | 0 | 0 | 539 |
| Traffico psi | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Vento | 0.90 | 0 | 0 | 0 |
| Frenatura | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Temperatura | 0.72 | 0 | 0 | 0 |
| Sisma | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Tot. | | 0 | 0 | 1103 |

SLU 2a

| Load case | | Fx | Fy | Fz |
|-----------------|------|----------|----------|------------|
| Dead load | 1.35 | 0 | 0 | 397 |
| Permanenti | 1.35 | 0 | 0 | 167 |
| Precompressione | 1.00 | 0 | 0 | 0 |
| Traffico no psi | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Traffico psi | 1.35 | 0 | 0 | 348 |
| Vento | 0.30 | 0 | 0 | 0 |
| Frenatura | 1.35 | 0 | 0 | 0 |
| Temperatura | 0.72 | 0 | 0 | 0 |
| Sisma | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Tot. | | 0 | 0 | 912 |

SLV

| Load case | | Fx | Fy | Fz |
|-----------------|------|----------|----------|------------|
| Dead load | 1.00 | 0 | 0 | 294 |
| Permanenti | 1.00 | 0 | 0 | 124 |
| Precompressione | 1.00 | 0 | 0 | 0 |
| Traffico no psi | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Traffico psi | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Vento | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Frenatura | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Temperatura | 0.50 | 0 | 0 | 0 |
| Sisma | 1.00 | 0 | 0 | 88 |
| Tot. | | 0 | 0 | 507 |

3.1.6 Azione Sismica

Per la determinazione delle azioni sismiche si è fatto riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti utilizzando i metodi pseudo statici.

Verranno considerate le seguenti azioni in campo dinamico:

- | | | |
|--|-------------------------|---------------------------------|
| 1- forze di inerzia orizzontali corpo spalla: | $F_{ih} = k_h \times W$ | $F_{sp,ih} = K_h \times W_{sp}$ |
| 2- forze di inerzia verticali corpo spalla: | $F_{iv} = k_v \times W$ | $F_{sp,iv} = K_v \times W_{sp}$ |
| 3- forze di inerzia verticali terreno su fondazione: | $F_{iv} = k_v \times W$ | $F_{t,iv} = K_v \times W_t$ |

dove:

W_{sp} = peso del corpo spalla.

K_h = coeff. sismico orizzontale

K_v = coeff. sismico verticale

I valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale sono valutati mediante le seguenti espressioni:

$$K_h = \beta_m a_{max} / g \quad [7.11.6]$$

$$K_v = \pm 0.5 K_h \quad [7.11.7]$$

$$a_{max,h} = 0.3434 g$$

Il valore del coefficiente β_m è stato assunto pari a 1. Pertanto si avrà:

$$K_h = \beta_m a_{max} / g \cdot S_s \cdot S_t = 1 \times 0.3434 \times 1.635 \times 1.00 = 0.56$$

$$K_v = \pm 0.5 K_h = \pm 0.5 \times 0.56 = \pm 0.28$$

Tali componenti di accelerazione vengono applicate alle masse strutturali dell'opera. Inoltre, in aggiunta alle pressioni statiche del terreno, calcolate con il coefficiente di spinta K_A , sono applicati anche i corrispondenti incrementi sismici.

La valutazione di tali incrementi viene effettuata, secondo la teoria di Wood, in accordo a quanto suggerito dall' Eurocodice 8 – Parte 5 “fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”, in particolare all'Appendice E – punto E.9:

$$\Delta P = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2 = 0.56 \cdot 19 \cdot 9.80^2 = 1022 \text{ kN/m}$$

Dove:

$$a_{max}/g = a_g/g \cdot S_s \cdot S_t = 0.56$$

da cui:

$$\sigma_p = 104 \text{ kPa}$$

3.2 COMBINAZIONE DEI CARICHI

3.2.1 Generalità

Ai fini delle verifiche degli stati limite, il punto 2.5.3 del D.M. 2018 definisce le seguenti tipologie di combinazione delle azioni:

- Combinazione fondamentale (SLU), generalmente impiegata per gli stati limite ultimi:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione caratteristica (SLE rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione frequente (SLE frequente), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione quasi permanente (SLE quasi permanente), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione sismica (SLV), impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione eccezionale (ECC), impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Nelle precedenti relazioni, si è utilizzato il significato dei seguenti simboli:

- 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, descritti nella seguente tabella;
- + combinato con.

Con riferimento ai carichi variabili da traffico, si utilizzano i coefficienti di combinazione di cui alla tabella 5.1.VI del D.M. 2018.

| Azioni | Effetto del Carico | ψ_0 di combinazione | ψ_1 frequenti | ψ_2 quasi permanenti |
|-----------------------|---|--------------------------------|-----------------------|---------------------------------|
| Azioni da traffico | Gruppo 1 - Schema 1 (carichi tandem) | 0.75 | 0.75 | 0.0 |
| | Gruppo 1 - Schema 1 (carichi distribuiti) | 0.4 | 0.4 | 0.0 |
| | 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 | 0.8 | 0.0 | 0.0 |
| | $q_{5,v}$ - Ponte scarico SLU e SLE | 0.6 | 0.2 | 0.0 |
| | $q_{5,v}$ - Ponte carico | 0.6 | 0.0 | 0.0 |
| Azioni termiche | T_k | 0.6 | 0.6 | 0.5 |

Tabella 3.1: estratto della tabella 5.1.VI del D.M. 2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame - coefficienti di combinazione delle azioni variabili per ponti stradali e pedonali

3.2.2 Stato limite ultimo

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si considerano i seguenti casi:

- **STR** Stato limite di resistenza degli elementi strutturali

| 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 Variazioni termiche | Favorevoli | $\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}$ | 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.

Tabella 3.2: tabella 2.6.I del D.M. 2018 - coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni nelle verifiche a SLU.

3.3 MODELLAZIONE FEM

Le analisi numeriche sono svolte mediante il codice di calcolo ad elementi finiti Midas Gen 2020 v2.1, sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea).

L'analisi è condotta nell'ipotesi di spalla rigida, giustificata dalla dimensione della zattera di fondazione e dal sistema di fondazione rappresentato da elementi di fondazione del tipo profondo. Si considera inoltre la forza d'inerzia orizzontale dovuta alla massa della spalla ed alla massa del terreno portato, per l'accelerazione massima del suolo. Infine la spinta del terreno retrostante in condizioni sismiche, è valutata in accordo alle indicazioni delle NTC – 7.11.6 con le seguenti precisazioni:

- Nell'ipotesi di struttura rigida la forza dinamica derivante dall'incremento della pressione del terreno a monte, in condizioni sismiche, si valuta secondo le indicazioni del §7.11.6.2.1 NTC in base alla trattazione di Mononobe-Okabe
- Per la spalla, molto rigida e vincolata al terreno con fondazioni profonde si considera, operando in Classe di Duttività B, un fattore $q=1.5$. La struttura è dimensionata dunque per restare in campo elastico per le sollecitazioni sismiche di progetto.

Data la simmetria della struttura in oggetto, si è scelto di modellare solo metà spalla. Il paramento verticale e il plinto sono stati modellati mediante elementi bidimensionali tipo "plate" caratterizzati da comportamento a piastra (tali elementi hanno rigidezza sia di tipo membranale, per azioni agenti nel loro piano, sia di tipo flessionale, per sollecitazioni ortogonali al loro piano).

Il pali di fondazioni vengono modellati mediante degli appoggi fissi; Infine sono state applicate le pressioni precedentemente valutate. Per quanto riguarda le sollecitazioni sismiche, sono state applicate sia alle masse strutturali sia tramite i relativi incrementi di spinta del terreno.

I carichi sono stati applicati come "nodal loads" oppure come "pressure loads", in funzione della loro natura.

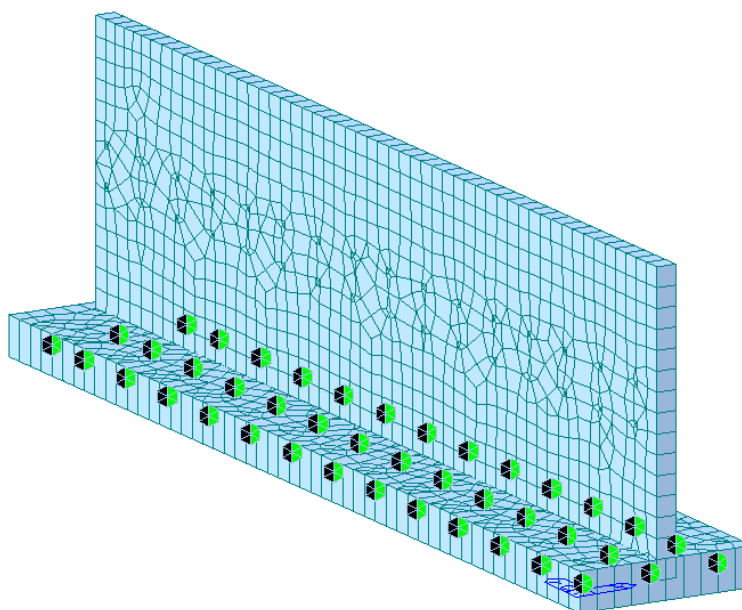


Figura 3.1: *Modello 3D Spalla esistente*

3.4 SINTESI DEI RISULTATI

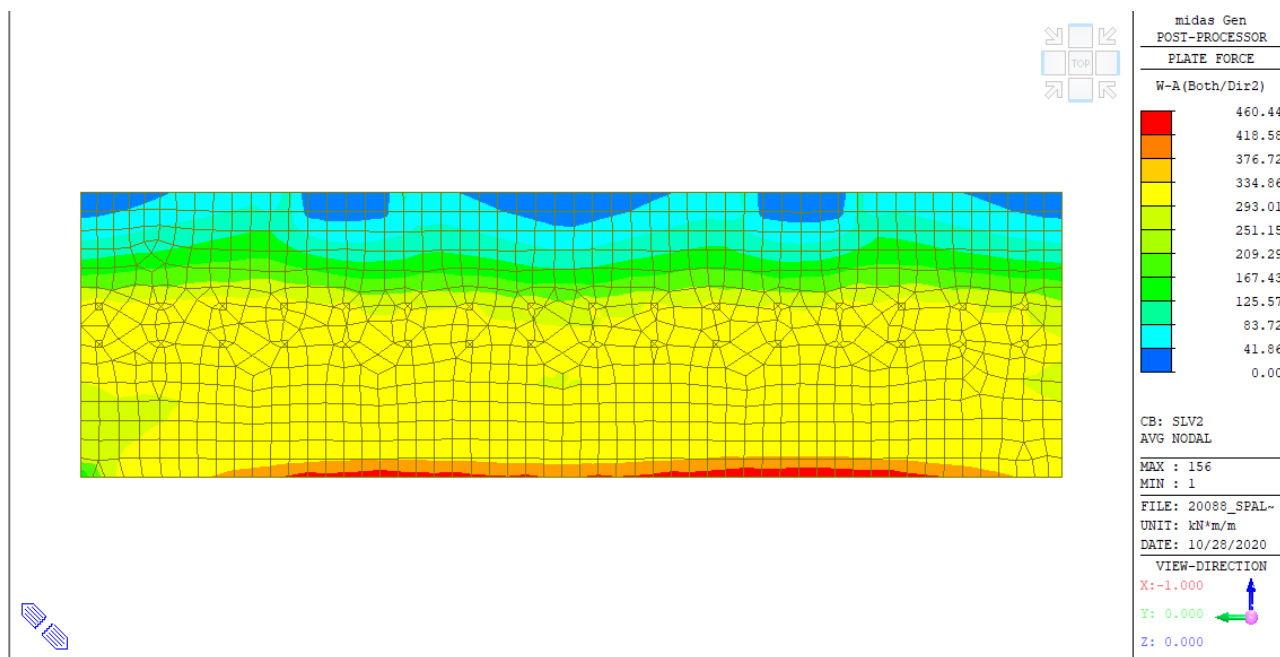


Figura 3.2: *Momento flettente paramento verticale – SLV*

Come verrà discusso nel seguito, la verifica è condotta nella combinazione maggiormente sfavorevole. I valori di sollecitazione assunti in verifica sono i seguenti:

| spalla-paramento | | | |
|------------------|--------|--------|--------|
| | N | T | M |
| SLV | 508.00 | 518.09 | 460.44 |

3.5 VERIFICHE SPALLA

3.5.1 Verifica flessionale paramento verticale

Le verifiche flessionali sono condotte mediante il software freeware VCASLU, sviluppato da P.Gelfi.

Nel seguito si riporta la verifica della spalla realizzata nel 1964, data la geometria e le caratteristiche meccaniche della spalla di primo ampliamento, se ne omettono le verifiche in quanto implicitamente soddisfatte.

A favore di sicurezza, il calcolo è svolto considerando per l'intera sezione un calcestruzzo di classe di resistenza pari a C20/25.

Con riferimento al corpo spalla esistente, nella sezione di spiccato paramento, spessa 0.90m, si evince, lato rilevato la presenza di $8 \phi 16 + 4 \phi 10$ (acciaio AQ 50-60), mentre lato impalcato è posizionata l'armatura presente nel placcaggio anteriore, composta da $\phi 16/20$, realizzata in acciaio FeB 44k.

Anche in questo caso a favore di sicurezza, si è considerata un armatura composta da acciaio AQ 50-60.

La verifica è stata condotta nella sola combinazione SLV, in quanto più gravosa.

Si è tenuto conto dell'effetto favorevole legato ai tiranti passivi realizzati in micropali armati. Dove il tiro è stato calcolato come al 3.5.3.

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1 | 100 | 90 |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 3,93 | 5,6 |
| 2 | 22,24 | 49,2 |
| 3 | 6,79 | 55,6 |
| 4 | 6,79 | 84,4 |

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**
N_{Ed} **0** kN
M_{xEd} **0** kNm
M_{yEd} **0**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
Aq 60 **C20/25**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**
☐ Precompresso

Figura 3.3: Verifica flessione – Paramento verticale esistente

Essendo:

$$M_{Rd} = 680.60 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 460.44 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

3.5.2 Verifica a taglio del paramento verticale

In prima battuta si verificano i valori del taglio resistente " V_{Rd} ", determinati con le formulazioni per elementi senza armature a taglio (§4.1.2.1.3.1), calcolando la resistenza offerta dal solo contributo del calcestruzzo e dell'armatura longitudinale tesa disposta.

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

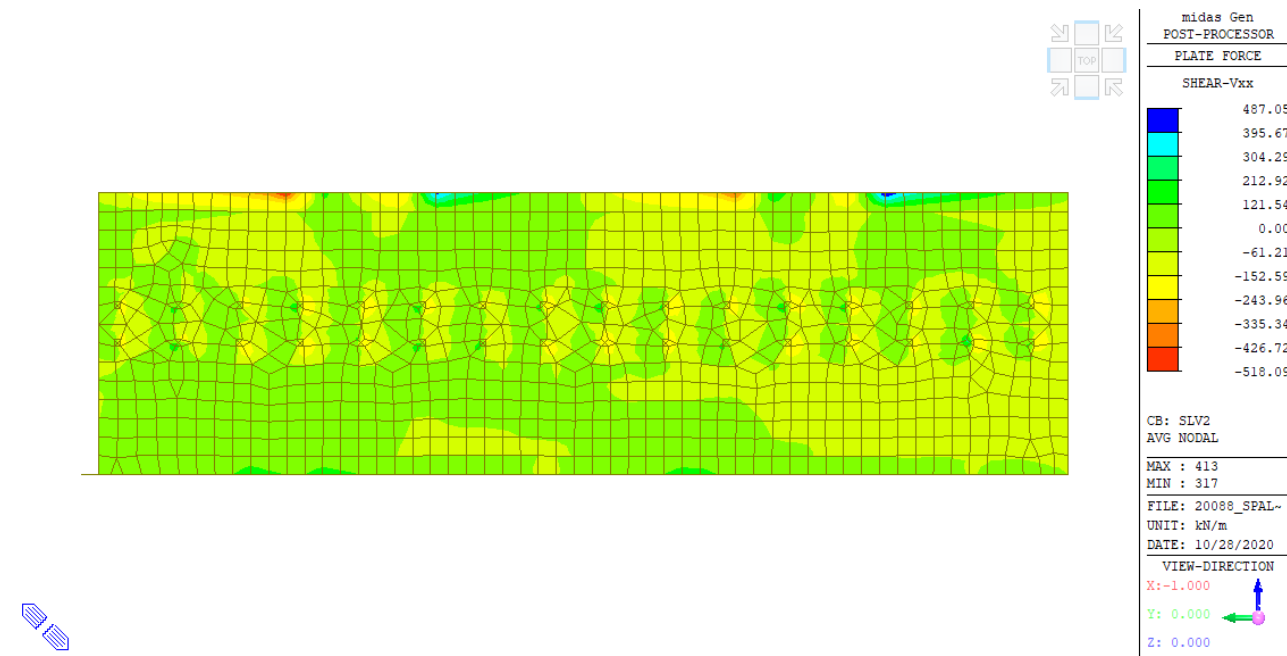
b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso in cui la verifica non risulti soddisfatta, occorre disporre idonea armatura a taglio in tal caso la resistenza a taglio è pari al minore dei seguenti due valori:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

Si riportano nel seguito i risultati del calcolo condotto.



$V_{Ed} = 518.09 \text{ kN}$

| ARMATURA LONGITUDINALE DISPOSTA | | | |
|---|----------|-------|-----------------|
| <u>Dimensioni della sezione</u> | | | |
| Minima arghezza base | bw | 1.00 | m |
| Altezza della sezione | h | 0.90 | m |
| Copriferro | c | 0.025 | m |
| Altezza utile sezione | d | 0.875 | m |
| Armatura superiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | 16 | mm |
| Numero di barre | n | 5 | - |
| Armatura AGGIUNTIVA superiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | 0 | mm |
| Numero di barre | n | 0 | - |
| <u>ARMATURA SUPERIORE</u> | Asup | 1005 | mm ² |
| Armatura inferiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | 16 | mm |
| Numero di barre | n | 8 | - |
| Armatura AGGIUNTIVA inferiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | | mm |
| Numero di barre | n | | - |
| <u>ARMATURA INFERIORE</u> | Asup | 1608 | mm ² |
| Area armatura tesa disposta | As,long | 1608 | mm ² |
| Area armatura compressa disposta | As',long | 1005 | mm ² |

| RESISTENZA A TAGLIO PER ELEMENTI SENZA ARMATURA SPECIFICA | | | |
|---|----------------------|--------|----|
| Costante K | K | 1.48 | - |
| Percentuale armatura longitudinale | ρ1 | 0.0018 | - |
| | v min | 0.3624 | |
| | Vr _{dc,min} | 317.10 | kN |
| Taglio resistente | Vr _{dc} | 317.10 | kN |
| <u>Verifica taglio in assenza di armatura specifica</u> | NON VERIFICATO | | |
| V _{sd} ≤ V _{rd} ? | % sfruttamento | 1.63 | |

La verifica non è soddisfatta, Si considera come armatura a taglio l'armatura disposta in direzione trasversale, costituita da: ϕ10/25, ϕ14/50, ϕ12/50 e 2ϕ12/20.

La resistenza a taglio é pari al minore dei seguenti due valori

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

| RESISTENZA A TAGLIO PER ELEMENTI STAFFATI | | | |
|--|-------------------|---------|-------------------------|
| Area armatura a taglio | A_{sw}/s | 1.97 | mm^2/mm |
| <u>Calcolo resistenza a taglio lato calcestruzzo</u> | | | |
| Coefficiente maggiorativo | α_c | 1.00 | - |
| Angolo inclinazione armatura | α | 90.00 | ° |
| Cotangente di α | $\cotg(\alpha)$ | 0.00 | - |
| Cotangente angolo inclinazione puntoni (di calcolo) | $\cotg(\theta)$ | 3.35 | - |
| Cotangente angolo inclinazione puntoni (da utilizzare) | $\cotg(\theta^*)$ | 2.50 | - |
| Resistenza a taglio lato cls | $V_{rd,max}$ | 2554.40 | kN |
| <u>Calcolo resistenza a taglio lato armatura</u> | | | |
| Seno di α | $\sin(\alpha)$ | 1.00 | - |
| Resistenza a taglio lato acciaio | V_{rds} | 1517.65 | kN |
| Resistenza al taglio complessiva | | | |
| min ($V_{rd,max}; V_{rds}$) | V_{rd} | 1517.65 | kN |
| <u>Verifica taglio</u> | VERIFICATO | | |
| $V_{sd} \leq V_{rd} ?$ | % sfruttamento | 0.341 | |

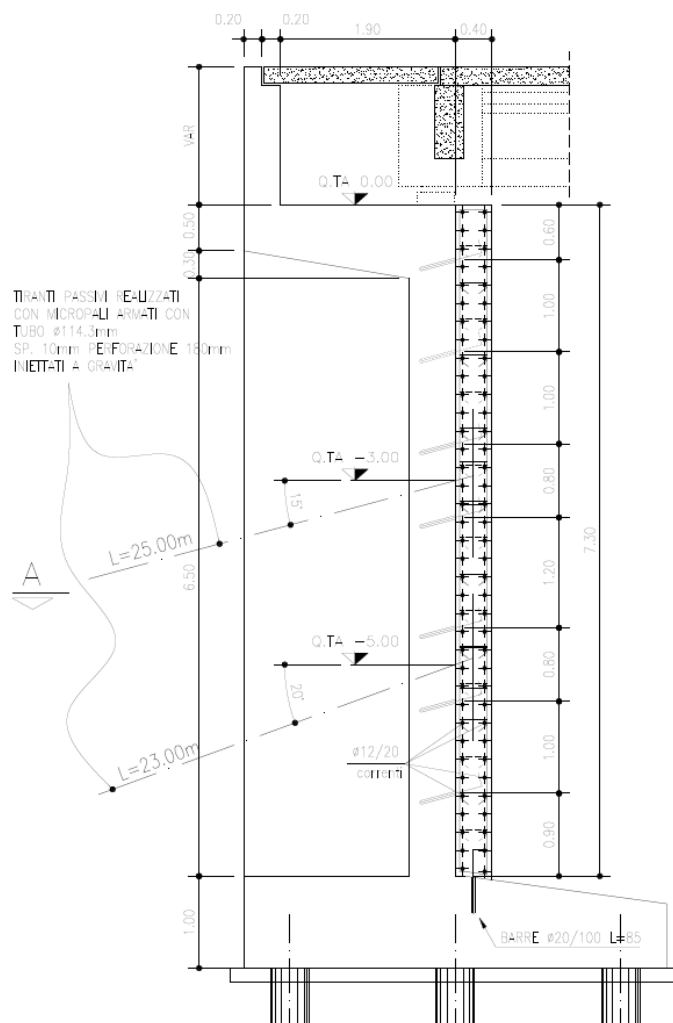
La verifica può ritenersi soddisfatta, dal momento che:

$$V_{Rd} = 1517.65 \text{ kN} > V_{Ed} = 518.09 \text{ kN}$$

3.5.3 Verifica dei tiranti

I tiranti, non modellati direttamente, sono stati verificati a partire dalla reazione in corrispondenza del baricentro del plinto. Pertanto è stato creato un modello in cui il sistema di vincolo in corrispondenza del baricentro della fondazione è rappresentato da un incastro.

Mediante il foglio excel sotto riportato tali azioni sono state rimodulate al fine di verificare i 32 tiranti passivi realizzati con micropali armati con tubo $\phi 114.3$ mm e iniettati a gravità.



Il calcolo delle sollecitazioni alla base del paramento e in fondazione è stato effettuato tenendo conto del contributo dei tiranti passivi solo nei casi sismici, in quanto la situazione più gravosa ai fini del dimensionamento. In base alla rigidezza dei diversi componenti e alla resistenza dei tiranti è stato valutato un tiro pari a 173 kN/m. Nelle seguenti tabelle si riporta il calcolo di tale valore.

L = 26.39 m Dimensione Trasversale
B = 4.60 m Dimensione Longitudinale
E = 5000 kPa Modulo del terreno

f_{yk} = 355 MPa D barra = 11.43 cm
 E_s = 210000000 KPa sp. = 1 cm
Area Micropalo = 32.77 cm²
Area Micropalo = 0.003 m²
h tirante = 4.33 m
n tirante = 32
i tirante = 1.5 m

dati azzurri da compilare con caratteristiche micropali

Tiro max = 1011.50 KN
 L_{libera} = 7.5 m
 L_{anc} = 16.5 m
 L_1 = 15.75 m
 τ_{ad} = 80 KPa
FS = 1.9 interasse = 1.5 m
 α = 1 Flessibilità = 3.43E-05 m²/kN
Dperf = 0.18 m Tsfi (kN/m) = 261.91 kN/m

| N (kN) | H (kN) | M (kNm) | |
|------------|------------|----------|---------------------------|
| 32592.0 | 11805.0 | 17935.0 | |
| δv | δh | θ | $\delta h_{tot, sta, pp}$ |
| | 1.98E-01 | 1.79E-02 | 2.76E-01 |

Sollecitazioni sismiche

| N (kN) | H (kN) | M (kNm) | |
|------------|------------|----------|-----------------------|
| 28381.0 | 20749.0 | 53230.0 | |
| δv | δh | θ | $\delta h_{tot, sis}$ |
| | 3.48E-01 | 5.32E-02 | 5.79E-01 |

TIRANTE BASSO

Da pp a SLE

| Tiro/m | Tiro (kN) | N (kN) | H (kN) | M (kNm) | δh | θ | Δh_{θ} | δh_{tot} | $\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$ | $\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$ |
|--------|-----------|--------|----------|-----------|------------|-----------|---------------------|------------------|--|--------------------------------------|
| 0 | 0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -2.76E-01 |
| 25 | 1200 | 0.00 | -1200.00 | -5196.00 | -2.01E-02 | -5.19E-03 | -2.25E-02 | -4.26E-02 | -4.26E-02 | -3.18E-01 |
| 50 | 2400 | 0.00 | -2400.00 | -10392.00 | -4.02E-02 | -1.04E-02 | -4.50E-02 | -8.52E-02 | -8.52E-02 | -3.61E-01 |
| 100 | 4800 | 0.00 | -4800.00 | -20784.00 | -8.05E-02 | -2.08E-02 | -8.99E-02 | -1.70E-01 | -1.70E-01 | -4.46E-01 |
| 125 | 6000 | 0.00 | -6000.00 | -25980.00 | -1.01E-01 | -2.60E-02 | -1.12E-01 | -2.13E-01 | -2.13E-01 | -4.89E-01 |

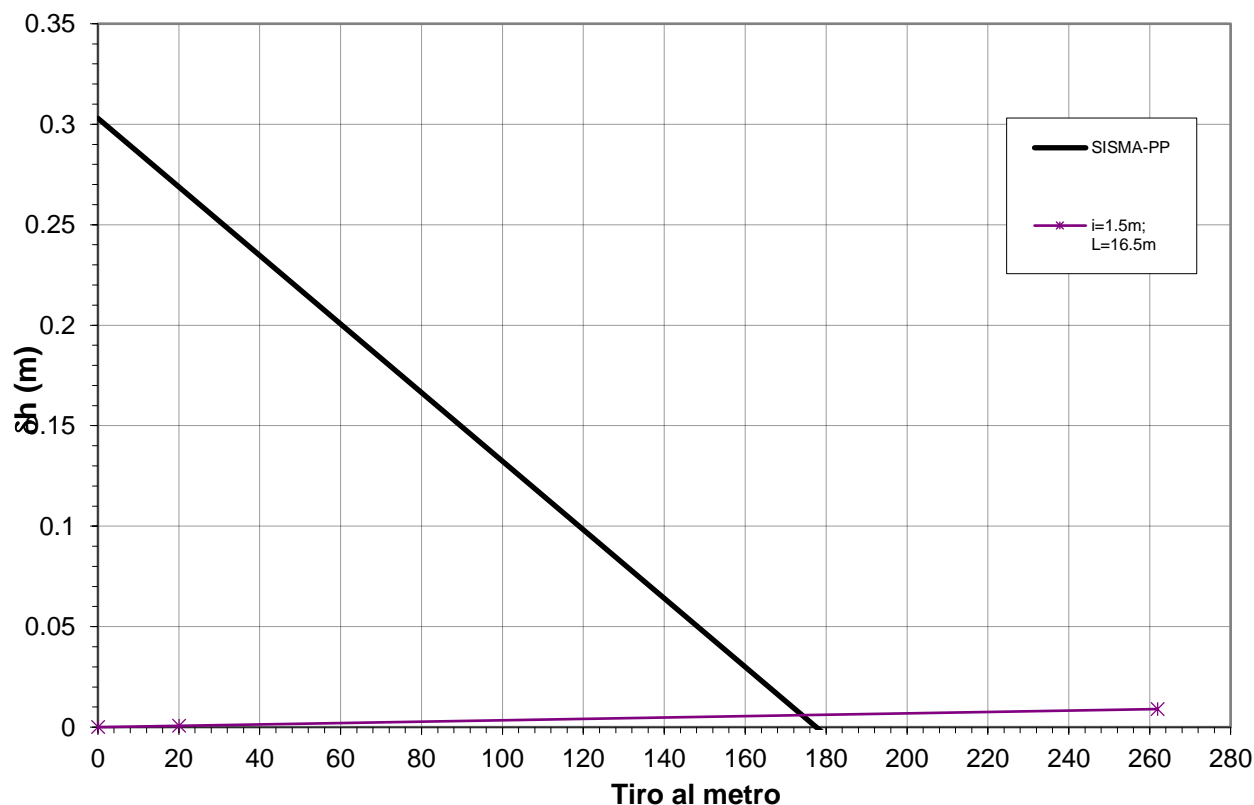
Da pp a SLU

| Tiro/m | Tiro (kN) | N (kN) | H (kN) | M (kNm) | δh | θ | Δh_{θ} | δh_{tot} | $\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$ | $\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$ |
|--------|-----------|--------|--------|-----------|------------|-----------|---------------------|------------------|--|--------------------------------------|
| 0 | 0 | 0.00 | 0 | 0.00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -2.76E-01 |
| 25 | 1200 | 0.00 | -1200 | -5196.00 | -2.01E-02 | -5.19E-03 | -2.25E-02 | -4.26E-02 | -4.26E-02 | -3.18E-01 |
| 50 | 2400 | 0.00 | -2400 | -10392.00 | -4.02E-02 | -1.04E-02 | -4.50E-02 | -8.52E-02 | -8.52E-02 | -3.61E-01 |
| 75 | 3600 | 0.00 | -3600 | -15588.00 | -6.04E-02 | -1.56E-02 | -6.75E-02 | -1.28E-01 | -1.28E-01 | -4.03E-01 |
| 125 | 6000 | 0.00 | -6000 | -25980.00 | -1.01E-01 | -2.60E-02 | -1.12E-01 | -2.13E-01 | -2.13E-01 | -4.89E-01 |
| 250 | 12000 | 0.00 | -12000 | -51960.00 | -2.01E-01 | -5.19E-02 | -2.25E-01 | -4.26E-01 | -4.26E-01 | -7.02E-01 |

Condizione sismica

| Tiro/m | Tiro (kN) | N (kN) | H (kN) | M (kNm) | δh | θ | Δh_{θ} | δh_{tot} | $\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$ | $\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$ |
|--------|-----------|---------|---------|----------|------------|----------|---------------------|------------------|--|--------------------------------------|
| 0 | 0 | 28381.0 | 20749.0 | 53230.0 | 3.5E-01 | 5.3E-02 | 2.3E-01 | 5.8E-01 | 5.8E-01 | 3.0E-01 |
| 10 | 480 | 28381.0 | 20269.0 | 51151.6 | 3.4E-01 | 5.1E-02 | 2.2E-01 | 5.6E-01 | 5.6E-01 | 2.9E-01 |
| 50 | 2400 | 28381.0 | 18349.0 | 42838.0 | 3.1E-01 | 4.3E-02 | 1.9E-01 | 4.9E-01 | 4.9E-01 | 2.2E-01 |
| 173.0 | 8304 | 28381.0 | 12445.0 | 17273.7 | 2.1E-01 | 1.7E-02 | 7.5E-02 | 2.8E-01 | 2.8E-01 | 7.9E-03 |
| 500 | 24000 | 28381.0 | -3251.0 | -50690.0 | -5.5E-02 | -5.1E-02 | -2.2E-01 | -2.7E-01 | -2.7E-01 | -5.5E-01 |

Si riporta la curva carico-cedimento che sintetizza in via grafica i risultati ottenuti.



Pertanto, il tiro pari di 173 kN/m è ammissibile in quanto la resistenza a sfilamento dei micropali è pari a 261.91 kN/m, come calcolato nelle precedenti tabelle.

3.5.4 Verifica capacità portante del plinto

Con riferimento alla seguente stratigrafia, nel seguito vengono riportate le verifiche geotecniche della fondazione della spalla. Tenendo conto del fatto che l'approfondimento della spalla supera la quota del primo strato limo argilloso, per poggiare su uno strato di 8,2 m di ghiaia e sabbia, è stato considerato un angolo di attrito pari a 35°.

A favore di sicurezza si eseguirà la verifica di fondazione diretta, trascurando i pali tipo Franki $\phi 420$.

Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

| Quota p.c. (m s.l.m.m.) | Profondità (m da p.c.) | descrizione | sigla | z_w (m da p.c.) | Parametri medi caratteristici |
|----------------------------|---------------------------|-----------------|-------|----------------------|----------------------------------|
| 27.00 | 0.0 ÷ 3.80 | Limo argilloso | A | ? | Tabella III |
| | 3.80 ÷ 12.00 | Ghiaia e sabbia | B | 10.00 | Tabella IV |
| | 12.00 ÷ 14.90 | Limo argilloso | A' | ? | Tabella V |
| | 14.90 ÷ 25.00 | Ghiaia e sabbia | B | ? | Tabella IV |

Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)

| Descrizione | γ | c' | ϕ | E' | σ'_{pre} | CR | RR | C_v | C_u | E_u |
|----------------|----------------------|-------|--------|-------|-----------------|-------------|-----------|--------------------|-----------|-------|
| | (KN/m ³) | (KPa) | (°) | (MPa) | (MPa) | (-) | (-) | m/sec ² | (KPa) | (MPa) |
| Limo argilloso | 19 | 0 | 26 | 5 | 0.4 | 0.18 ÷ 0.16 | 0.03÷0.04 | 3E-07 | 50 +3.3 z | 20 |

Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A')

| Descrizione | γ | c' | ϕ | E' | σ'_{pre} | CR | RR | C_v | C_u | E_u |
|----------------|----------------------|-------|--------|-------|-----------------|-------------|-----------|--------------------|-----------|-------|
| | (KN/m ³) | (KPa) | (°) | (MPa) | (MPa) | (-) | (-) | m/sec ² | (KPa) | (MPa) |
| Limo argilloso | 19 | 0 | 26 | 5 | 0.4 | 0.18 ÷ 0.16 | 0.03÷0.04 | 3E-07 | 60 +(z-3) | 20 |

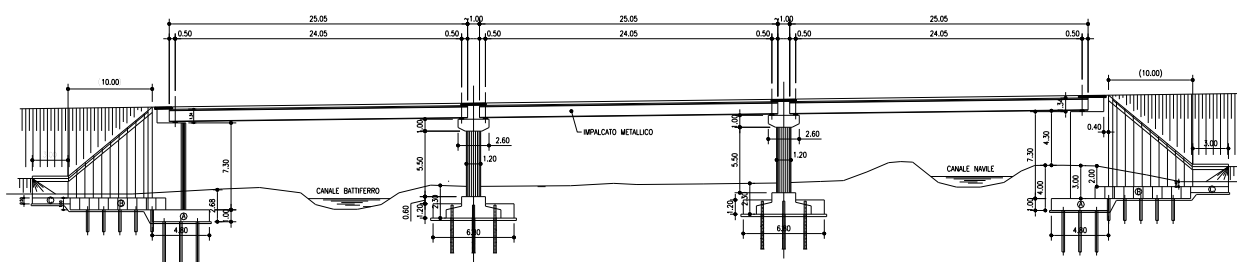
Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)



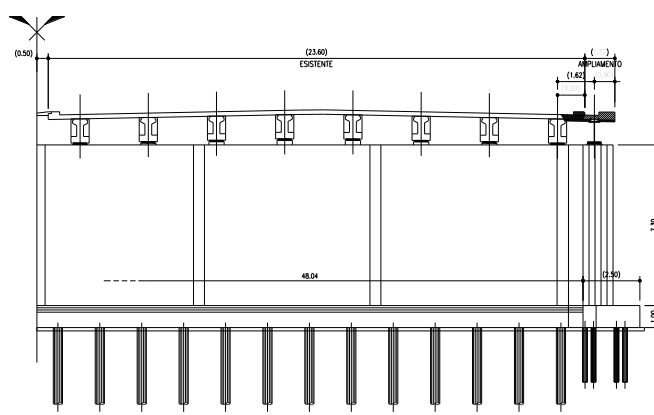
| Descrizione | | γ | c' | ϕ | E' | σ'_{pre} | CR | RR | C_v | C_u | E_u |
|-----------------|--|----------------------|-------|--------|-------|-----------------|-----|-----|--------------------|-------|-------|
| | | [KN/m ³] | [KPa] | [°] | [MPa] | [MPa] | (-) | (-) | m/sec ² | [KPa] | [MPa] |
| Ghiaia e sabbia | | 20 | 0 | 38 | 50 | — | — | — | — | — | — |

| | | | | | |
|-----------------|---|--------------------------------|-------|---|---|
| γ_t | = | peso di volume del terreno | CR | = | angolo di resistenza al taglio |
| c' | = | coesione efficace | RR | = | modulo di elasticità |
| ϕ' | = | angolo di resistenza al taglio | C_v | = | coeff. di consolidazione verticale |
| E' | = | modulo di elasticità | C_u | = | coesione non drenata |
| σ'_{pre} | = | tensione di preconsolid | E_u | = | mod di elasticità in condiz non drenate |

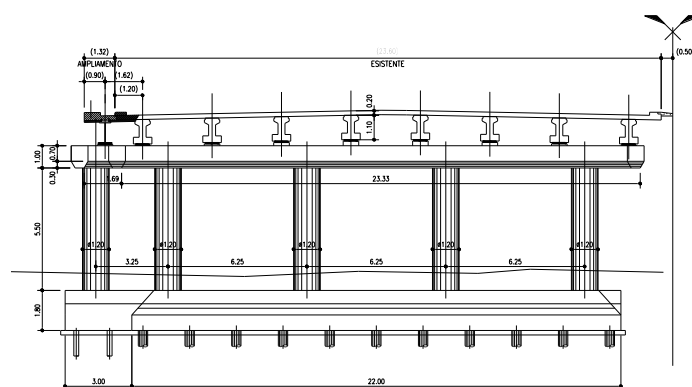
Prospetto opera



Sezione trasversale spalle



Sezione trasversale pile



Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche condotte nella combinazione SLV, in quanto più gravosa.

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

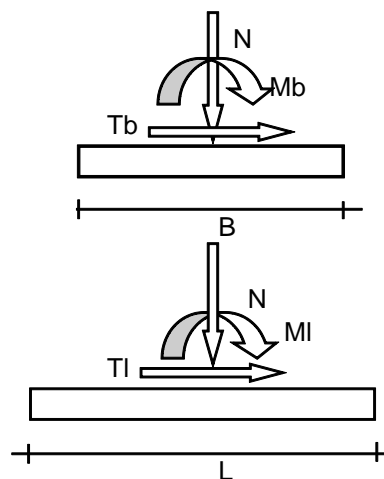
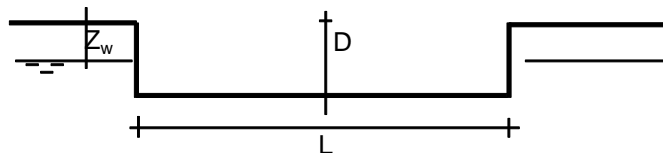
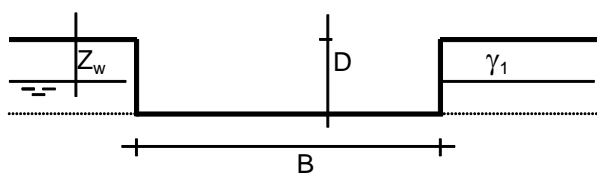
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

| Metodo di calcolo | | coefficienti parziali | | | | | |
|----------------------------|------------|-----------------------|----------------------|-----------------------|------|------------|-------|
| | | azioni | | proprietà del terreno | | resistenze | |
| | | permanenti | temporanee variabili | $\tan \varphi'$ | c' | q_{lim} | scorr |
| Stato Limite Ultimo | A1+M1+R1 ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| | A2+M2+R2 ○ | 1.00 | 1.30 | 1.25 | 1.25 | 1.80 | 1.00 |
| | SISMA ○ | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 1.25 | 1.80 | 1.00 |
| | A1+M1+R3 ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 2.30 | 1.10 |
| | SISMA ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 2.30 | 1.10 |
| Tensioni Ammissibili ○ | | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 3.00 | 3.00 |
| Definiti dal Progettista ● | | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 2.30 | 1.10 |



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 4.60 (m)
L = 23.77 (m)
D = 2.65 (m)



AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 28381.00 | 0.00 | 28381.00 |
| Mb [kNm] | 17273.68 | 0.00 | 17273.68 |
| MI [kNm] | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Tb [kN] | 12445.00 | 0.00 | 12445.00 |
| TI [kN] | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| H [kN] | 12445.00 | 0.00 | 12445.00 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 19.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 35.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 35.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100.00$ (m)

$e_B = 0.61$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 3.38$ (m)
 $L^* = 23.77$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 50.35$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 19.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$

$N_q = 33.30$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$

$N_c = 46.12$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 48.03$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.10$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.10$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.94$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.88 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.12 \quad m = 1.88 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B \cdot L^* \cdot c' \cotg \varphi'))^m$$

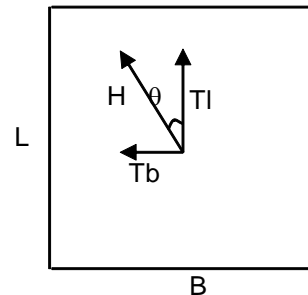
$$i_q = 0.34$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.32$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B \cdot L^* \cdot c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.19$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1.20$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.21$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_{\gamma} = 1.00$$

b_c, b_q, b_{γ} : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_{\gamma} = b_q$$

$$b_{\gamma} = 1.00$$

g_c, g_q, g_{γ} : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_{\gamma} = g_q$$

$$g_{\gamma} = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1026.05 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 352.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 446.11 \geq q = 352.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 12445.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 19872.59 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 18065.99 \geq H_d = 12445.00 \quad (\text{kN})$$

Pertanto, entrambe le verifiche di capacità portante e scorrimento risultano verificate.

4 PILA 1 E PILA 2

Nel seguente paragrafo verranno riportate le analisi svolte relativamente alle due pile dell'impalcato. Data la similitudine tra i due elementi strutturali, le verifiche sotto riportate sono da ritenersi valide per entrambe le pile.

4.1 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le analisi dei carichi agenti sulle pile in esame.

4.1.1 Peso proprio (g_1)

I carichi permanenti sono rappresentati dai pesi propri strutturali dell'opera (g_1), assumendo un peso unitario del c.a. pari a 25 kN/m³.

Questi carichi vengono assegnati automaticamente dal programma di calcolo in funzione dell'area degli elementi e dei rispettivi pesi specifici determinati in funzione della geometria specifica di ciascun elemento.

4.1.2 Azione del vento

L'azione del vento è stata stimata come fatto per l'impalcato e applicata, a favore di sicurezza, su una larghezza pari alla lunghezza del diametro.

4.1.3 Carichi trasmessi dall'impalcato

Nel seguito si riportano le azioni sulle apparecchiature di appoggio, derivate dall'analisi dell'impalcato.

Appoggi non in prossimità dei ritegni

SLU

| Load case | | Fx | Fy | Fz |
|-----------------|------|----|----|------|
| Dead load | 1.35 | 0 | 0 | 794 |
| Permanenti | 1.35 | 0 | 0 | 335 |
| Precompressione | 1.00 | 0 | 0 | 0 |
| Traffico no psi | 1.35 | 0 | 0 | 1077 |
| Vento | 0.90 | 0 | 0 | 0 |
| Frenatura | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Temperatura | 0.72 | 0 | 0 | 0 |
| Sisma | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Tot. | | 0 | 0 | 2206 |

SLU 2a

| Load case | | Fx | Fy | Fz |
|-----------------|------|----|----|------|
| Dead load | 1.35 | 0 | 0 | 794 |
| Permanenti | 1.35 | 0 | 0 | 335 |
| Precompressione | 1.00 | 0 | 0 | 0 |
| Traffico psi | 1.35 | 0 | 0 | 695 |
| Vento | 0.30 | 0 | 0 | 0 |
| Frenatura | 1.35 | 0 | 0 | 0 |
| Temperatura | 0.72 | 0 | 0 | 0 |
| Sisma | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Tot. | | 0 | 0 | 1825 |

SLV

| Load case | | Fx | Fy | Fz |
|-----------------|------|----|----|------|
| Dead load | 1.00 | 0 | 0 | 589 |
| Permanenti | 1.00 | 0 | 0 | 248 |
| Precompressione | 1.00 | 0 | 0 | 0 |
| Traffico no psi | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Vento | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Frenatura | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Temperatura | 0.50 | 0 | 0 | 0 |
| Sisma | 1.00 | 0 | 0 | 176 |
| Tot. | | 0 | 0 | 1013 |

Appoggi in prossimità dei ritegni

SLU

| Load case | | Fx | Fy | Fz |
|-----------------|------|------------|------------|-------------|
| Dead load | 1.35 | 0 | 0 | 794 |
| Permanenti | 1.35 | 0 | 0 | 335 |
| Precompressione | 1.00 | 0 | 0 | 0 |
| Traffico no psi | 1.35 | 0 | 0 | 1077 |
| Vento | 0.90 | 27 | 237 | 0 |
| Frenatura | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Temperatura | 0.72 | 186.93 | 0 | 0 |
| Sisma | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Tot. | | 214 | 237 | 2206 |

SLU 2a

| Load case | | Fx | Fy | Fz |
|-----------------|------|------------|-----------|-------------|
| Dead load | 1.35 | 0 | 0 | 794 |
| Permanenti | 1.35 | 0 | 0 | 335 |
| Precompressione | 1.00 | 0 | 0 | 0 |
| Traffico psi | 1.35 | 0 | 0 | 695 |
| Vento | 0.30 | 9 | 79 | 0 |
| Frenatura | 1.35 | 72 | 0 | 0 |
| Temperatura | 0.72 | 186.93 | 0 | 0 |
| Sisma | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Tot. | | 268 | 79 | 1825 |

SLV

| Load case | | Fx | Fy | Fz |
|-----------------|------|------------|------------|-------------|
| Dead load | 1.00 | 0 | 0 | 589 |
| Permanenti | 1.00 | 0 | 0 | 248 |
| Precompressione | 1.00 | 0 | 0 | 0 |
| Traffico no psi | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Vento | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Frenatura | 0.00 | 0 | 0 | 0 |
| Temperatura | 0.50 | 130 | 0 | 0 |
| Sisma | 1.00 | 815 | 244 | 176 |
| Tot. | | 944 | 244 | 1013 |

4.1.4 Azione Sismica

Per la determinazione delle azioni sismiche si è fatto riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti utilizzando i metodi pseudo statici.

Verranno considerate le seguenti azioni in campo dinamico:

1. forze di inerzia orizzontali corpo spalla: $F_{ih} = k_h \times W$ $F_{sp,ih} = K_h \times W_{sp}$
2. forze di inerzia verticali corpo spalla: $F_{iv} = k_v \times W$ $F_{sp,iv} = K_v \times W_{sp}$

dove:

W_{sp} = peso del corpo pila.

K_h = coeff. sismico orizzontale

K_v = coeff. sismico verticale

I valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale sono valutati mediante le seguenti espressioni:

$$K_h = \beta_m a_{max} / g \quad [7.11.6]$$

$$K_v = \pm 0.5 K_h \quad [7.11.7]$$

$$a_{max,h} = 0.3434 g$$

Il valore del coefficiente β_m è stato assunto pari a 1. Pertanto si avrà:

$$K_h = \beta_m a_{max} / g \cdot S_s \cdot S_t = 1 \times 0.3434 \times 1.635 \times 1.00 = 0.56$$

$$K_v = \pm 0.5 K_h = \pm 0.5 \times 0.56 = \pm 0.28$$

Tali componenti di accelerazione vengono applicate, automaticamente dal programma di calcolo, alle masse strutturali dell'opera.

4.2 COMBINAZIONE DEI CARICHI

4.2.1 Generalità

Ai fini delle verifiche degli stati limite, il punto 2.5.3 del D.M. 2018 definisce le seguenti tipologie di combinazione delle azioni:

- Combinazione fondamentale (SLU), generalmente impiegata per gli stati limite ultimi:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione caratteristica (SLE rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione frequente (SLE frequente), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione quasi permanente (SLE quasi permanente), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione sismica (SLV), impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione eccezionale (ECC), impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Nelle precedenti relazioni, si è utilizzato il significato dei seguenti simboli:

- 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, descritti nella seguente tabella;
- + combinato con.

Con riferimento ai carichi variabili da traffico, si utilizzano i coefficienti di combinazione di cui alla tabella 5.1.VI del D.M. 2018.

| Azioni | Effetto del Carico | ψ_0 di combinazione | ψ_1 frequenti | ψ_2 quasi permanenti |
|-----------------------|---|--------------------------------|-----------------------|---------------------------------|
| Azioni da traffico | Gruppo 1 - Schema 1 (carichi tandem) | 0.75 | 0.75 | 0.0 |
| | Gruppo 1 - Schema 1 (carichi distribuiti) | 0.4 | 0.4 | 0.0 |
| | 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 | 0.8 | 0.0 | 0.0 |
| | $q_{5,v}$ - Ponte scarico SLU e SLE | 0.6 | 0.2 | 0.0 |
| | $q_{5,v}$ - Ponte carico | 0.6 | 0.0 | 0.0 |
| Azioni termiche | T_k | 0.6 | 0.6 | 0.5 |

Tabella 4.1: estratto della tabella 5.1.VI del D.M. 2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame - coefficienti di combinazione delle azioni variabili per ponti stradali e pedonali

4.2.2 Stato limite ultimo

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si considerano i seguenti casi:

- **STR** Stato limite di resistenza degli elementi strutturali

| 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 Variazioni termiche | Favorevoli | $\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}$ | 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.

Tabella 4.2: tabella 2.6.I del D.M. 2018 - coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni nelle verifiche a SLU.

4.3 MODELLAZIONE FEM

Le analisi numeriche sono svolte mediante il codice di calcolo ad elementi finiti Midas Gen 2020 v2.1, sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea).

I fusti e il pilvino sono stati modellati mediante elementi beam a due nodi i e j. Ciascuno caratterizzato da sei gradi di libertà (tre traslazionali e tre rotazionali).

Il plinto della pila è stato modellato mediante elementi bidimensionali tipo "plate" caratterizzati da comportamento a piastra (tali elementi hanno rigidità sia di tipo membranale, per azioni agenti nel loro piano, sia di tipo flessionale, per sollecitazioni ortogonali al loro piano).

Il pali di fondazioni sono stati simulati mediante degli appoggi e per tenere conto dell'interazione con il pulvino nuovo si è definito un vincolo di tipo appoggio.

I carichi agenti sono il peso proprio degli elementi strutturali, applicati in maniera automatica dal codice di calcolo, e i carichi derivanti dall'impalcato, applicati mediante *nodal loads*.

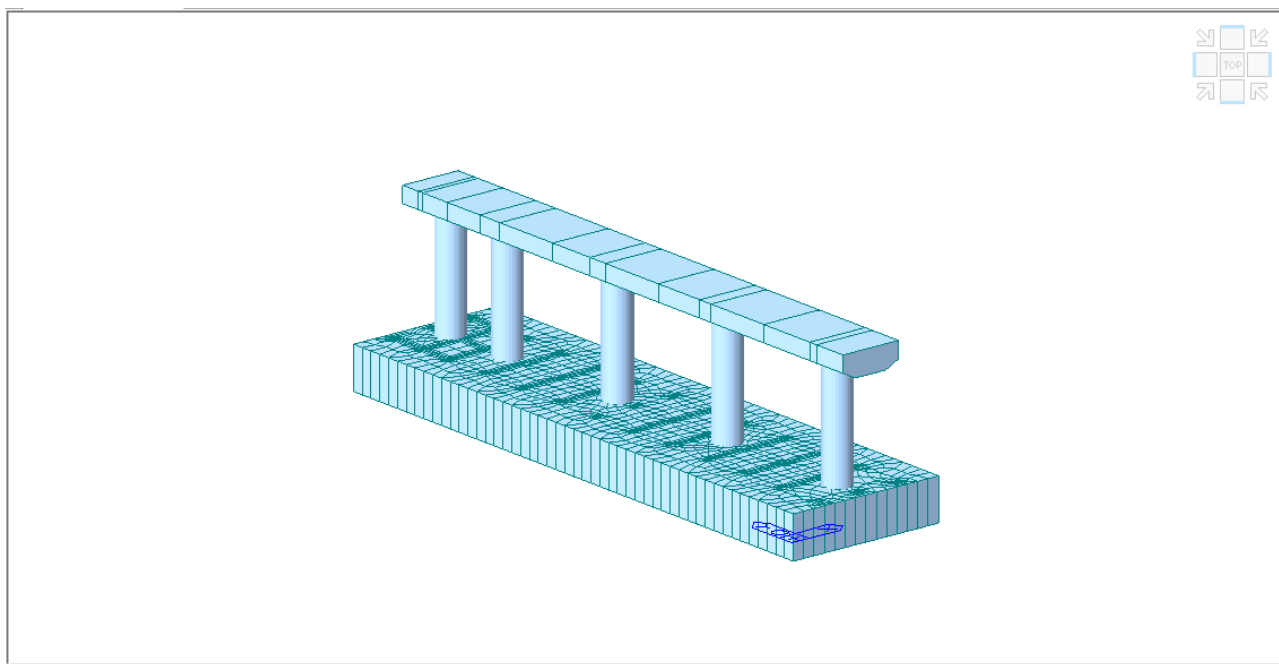


Figura 4.1: Modello 3D Pile esistenti

4.4 SINTESI DEI RISULTATI

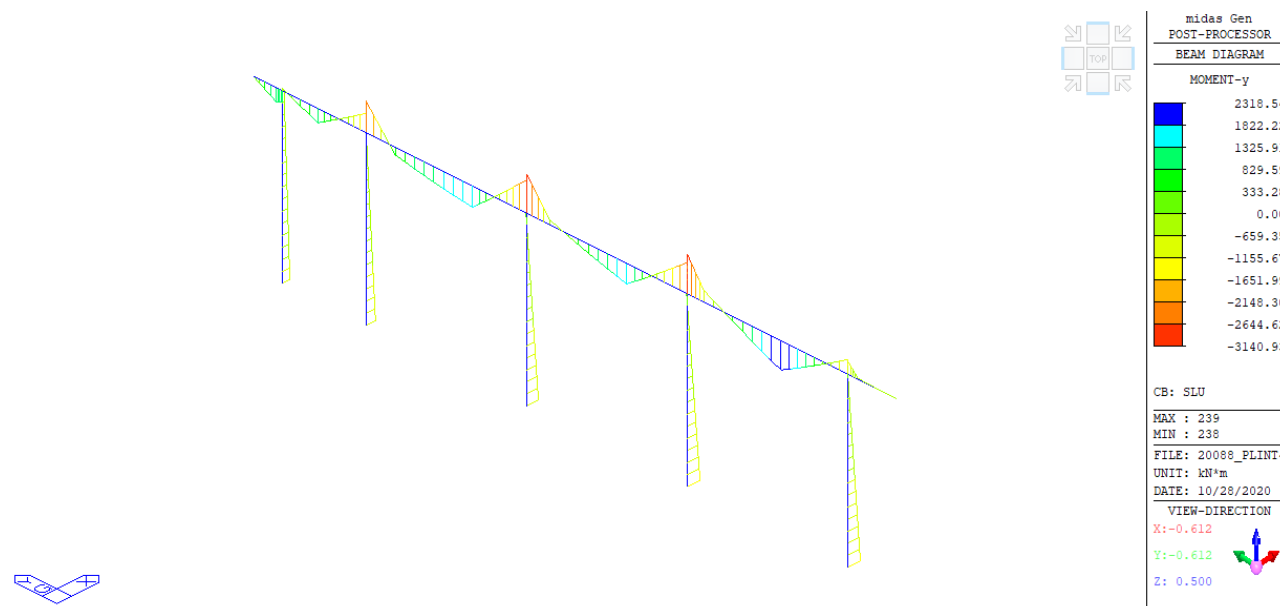


Figura 4.2: Momento flettente – SLU

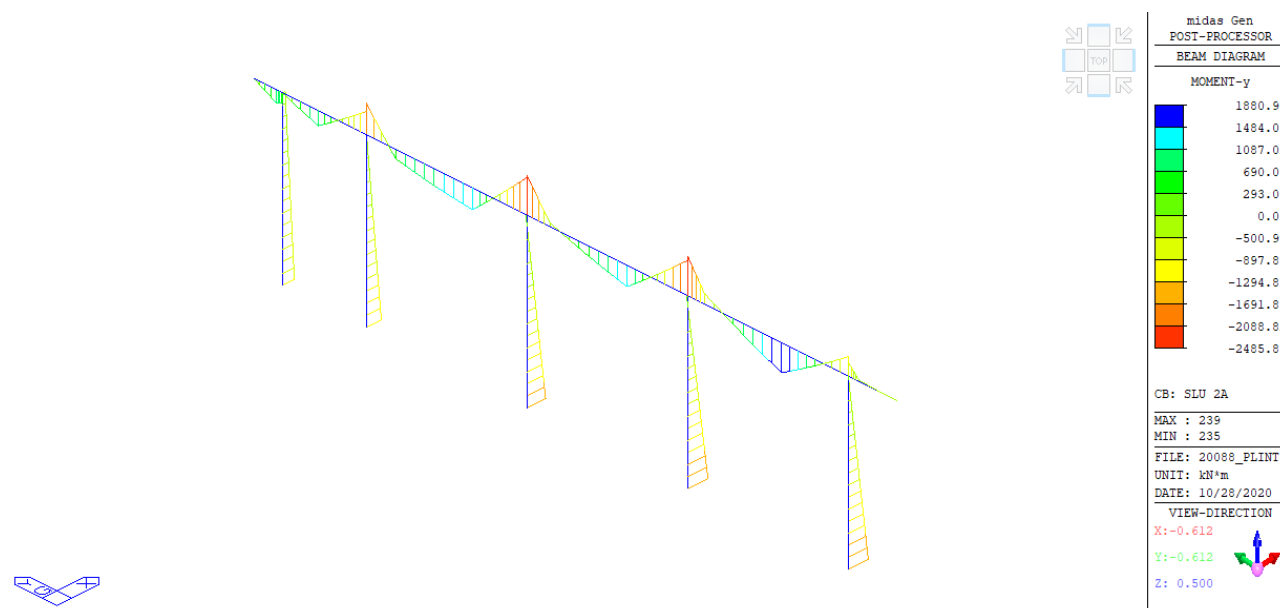


Figura 4.3: Momento flettente – SL2a

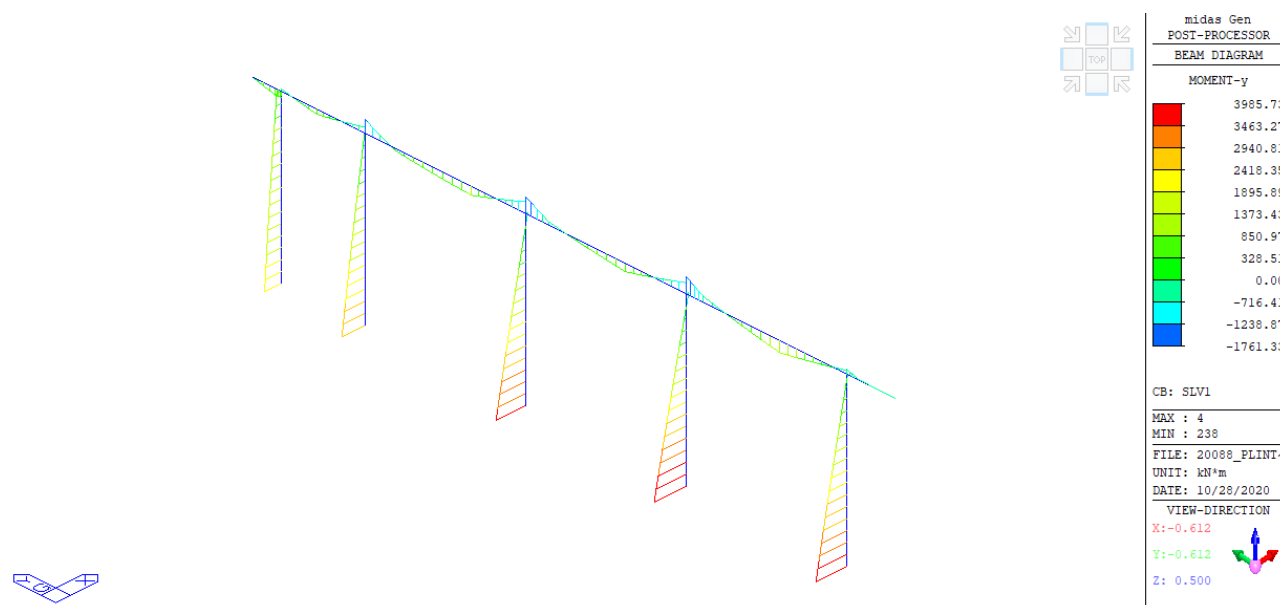


Figura 4.4: Momento flettente – SLV

Si riportano in forma sintetica i valori di sollecitazione utilizzati nelle verifiche:

Pulvino esistente anni '60

| | N | T | Mx | My |
|-------|--------|---------|---------|---------|
| SLU1 | 581.3 | 3466.63 | 3140.93 | 645.68 |
| SLU2a | 290.29 | 2851.87 | 2485.8 | 808.63 |
| SLV | 502.52 | 1192.74 | 1761.33 | 2579.65 |

Fusto esistente anni '60

| | N | T | Mx | My |
|-------|---------|--------|---------|--------|
| SLU1 | 5543.04 | 300.12 | 1231.39 | 590.36 |
| SLU2a | 4697.26 | 268.34 | 1540.85 | 216.18 |
| SLV | 2936.4 | 749.47 | 3985.73 | 355.84 |

Pulvino ampliamento 2004

| | N | T | Mx | My |
|-------|--------|--------|---------|--------|
| SLU1 | 300.12 | 1306 | 1142.32 | 123.29 |
| SLU2a | 153.77 | 973.96 | 946.26 | 154.4 |
| SLV | 255.08 | 793.06 | 682.39 | 487.6 |

Fusto ampliamento 2004

| | N | T | Mx | My |
|-------|---------|--------|---------|--------|
| SLU1 | 2195.1 | 300.12 | 721.71 | 756.79 |
| SLU2a | 1896.63 | 153.77 | 903.78 | 333.01 |
| SLV | 1127.34 | 291.11 | 2073.73 | 650.85 |

4.5 VERIFICHE PILA

4.5.1 Verifica a flessione del pulvino – parte anni '60

Le verifiche flessionali sono condotte mediante il software freeware VCASLU, sviluppato da P.Gelfi.

Il calcolo è svolto considerando una sezione di calcestruzzo di classe di resistenza pari a C20/25.

La verifica è svolta con riferimento all'effettiva armatura dedotta dalle tavole del progetto originario. Per cui, per la verifica a momento negativo, si sono assunti 20*30+8*26 a estradosso e 7*30 a intradosso.

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

| N° | x [cm] | y [cm] |
|----|--------|--------|
| 1 | 0 | 0 |
| 2 | -60 | 30 |
| 3 | -60 | 100 |
| 4 | 200 | 100 |
| 5 | 200 | 30 |
| 6 | 140 | 0 |

| N° | As [cm²] | x [cm] | y [cm] |
|----|----------|--------|--------|
| 1 | 6,61 | -57,5 | 97,5 |
| 2 | 6,61 | -48,06 | 97,5 |
| 3 | 6,61 | -38,61 | 97,5 |
| 4 | 6,61 | -29,17 | 97,5 |
| 5 | 6,61 | -19,72 | 97,5 |
| 6 | 6,61 | -10,28 | 97,5 |

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} **0** kN
M_{xEd} **0** kNm
M_{yEd} **0**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
Aq 60 **C20/25**
ε_{su} ‰ **ε_{c2}** ‰
f_{yd} N/mm² **ε_{cu}**
E_s N/mm² **f_{cd}**
E_s/E_c **f_{cc}/f_{cd}** ?
ε_{syd} ‰ **σ_{c,adm}**
σ_{s,adm} N/mm² **τ_{co}**
τ_{c1}

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x **x/d**
δ

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

Figura 4.5: Verifica flessione – Pulvino anni '60

Essendo:

$$M_{xRd} = -4582.00 \text{ kNm} \geq M_{xEd} = -3140.93 \text{ kNm}$$

$$M_{yRd} = -893.30 \text{ kNm} \geq M_{yEd} = -645.68 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

4.5.2 Verifica a flessione del pulvino – parte ampliamento 2004

Le verifiche flessionali sono condotte mediante il software freeware VCASLU, sviluppato da P.Gelfi.

Il calcolo è svolto considerando una sezione di calcestruzzo di classe di resistenza pari a C25/30.

La verifica è svolta con riferimento all'effettiva armatura dedotta dalle tavole del progetto del primo ampliamento.

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

| N° | x [cm] | y [cm] | N° | As [cm²] | x [cm] | y [cm] |
|----|--------|--------|----|----------|--------|--------|
| 1 | 0 | 0 | 1 | 2.01 | -57,5 | 54,17 |
| 2 | -60 | 30 | 2 | 2.01 | -6,5 | 54,17 |
| 3 | -60 | 100 | 3 | 2.01 | 44,5 | 54,17 |
| 4 | 200 | 100 | 4 | 2.01 | 95,5 | 54,17 |
| 5 | 200 | 30 | 5 | 2.01 | 146,5 | 54,17 |
| 6 | 140 | 0 | 6 | 2.01 | 197,5 | 54,17 |

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} **0** kN
M_{xEd} **0** kNm
M_{yEd} **0**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB44k **C25/30**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x **x/d**
 δ

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

Figura 4.6: Verifica flessione – Pulvino ampliamento 2004

Essendo:

$$M_{xRd} = -2462.00 \text{ kNm} \geq M_{xEd} = -1142.32 \text{ kNm}$$

$$M_{yRd} = -986.20 \text{ kNm} \geq M_{yEd} = -123.29 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

4.5.3 Verifica a flessione del fusto

Le verifiche flessionali sono condotte mediante il software freeware VCASLU, sviluppato da P.Gelfi.

Il calcolo è svolto considerando una sezione di calcestruzzo di classe di resistenza pari a C20/25 per la pila anni '60 e un calcestruzzo classe C25/30 per il fusto dell'ampliamento 2004.

La verifica è svolta con riferimento all'effettiva armatura dedotta dalle tavole di progetto originario. Per cui si sono assunti 16φ30 per la pila anni '60 e 22φ24 per il fusto dell'ampliamento 2004.

Nella verifica delle sezioni maggiormente sollecitate si è tenuto conto del ringrosso della pila.

Titolo : sezione ringrosso

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 100 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 16
Diametro barre: 3 [cm]
Copriferro (baric.): 37,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☒ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 2936,4 0 kN
M_{xEd}: 3985,73 0 kNm
M_{yEd}: 355,84 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

Aq 50 60 C20/25

ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 269,6 N/mm² ε_{cu}: 3,5
E_s: 210.000 N/mm² f_{cd}: 11,34
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8 ?
ε_{syd}: 1,284 ‰ σ_{c,adm}: 8,5
σ_{s,adm}: 0 N/mm² τ_{co}: 0,5333
τ_{c1}: 1,686

M_{xRd}: 4.281 kN m
M_{yRd}: 748,4 kN m
σ_c: -11,34 N/mm²
σ_s: 269,6 N/mm²
ε_c: 3,5 ‰
ε_s: 8,153 ‰
d: 161,4 cm
x: 48,49 x/d: 0,3004
δ: 0,8154

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione

☐ Retta ☒ Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°: 350

☐ Precompresso

Figura 4.7: Verifica flessione – Fusto anni '60

Essendo:

$$M_{xRd} = 4281,00 \text{ kNm} \geq M_{xEd} = 3985,73 \text{ kNm}$$

$$M_{yRd} = 748,40 \text{ kNm} \geq M_{yEd} = 335,84 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Titolo : sezione fusto

Sezione circolare cava

Raggio esterno 100 [cm]
Raggio interno 0 [cm]
N° barre uguali 22
Diametro barre 2,4 [cm]
Copriferro (baric.) 37,5 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☒ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1127,34 0 kN
M_{xEd} 2073,73 0 kNm
M_{yEd} 650,85 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

Vertici: 50 N° rett. 100
Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 350

☐ Precompresso

Materiali

FeB44k C25/30

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 373,9 N/mm² ε_{cu} 3,5
E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 14,17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,78 ‰ σ_{c,adm} 9,75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 3.746 kN m
M_{yRd} 662,8 kN m
σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 373,9 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 11,77 ‰
d 162 cm
x 37,12 x/d 0,2291
δ 0,7264

Figura 4.8: Verifica flessione – Fusto ampliamento 2004

Essendo:

$$M_{xRd} = 3746.00 \text{ kNm} \geq M_{xEd} = 2073.73 \text{ kNm}$$

$$M_{yRd} = 650.85 \text{ kNm} \geq M_{yEd} = 662.80 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

4.5.4 Verifica a taglio del pulvino anni '60

In prima battuta si verificano i valori del taglio resistente " V_{Rd} ", determinati con le formulazioni per elementi senza armature a taglio (§4.1.2.1.3.1), calcolando la resistenza offerta dal solo contributo del calcestruzzo e dell'armatura longitudinale tesa disposta.

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

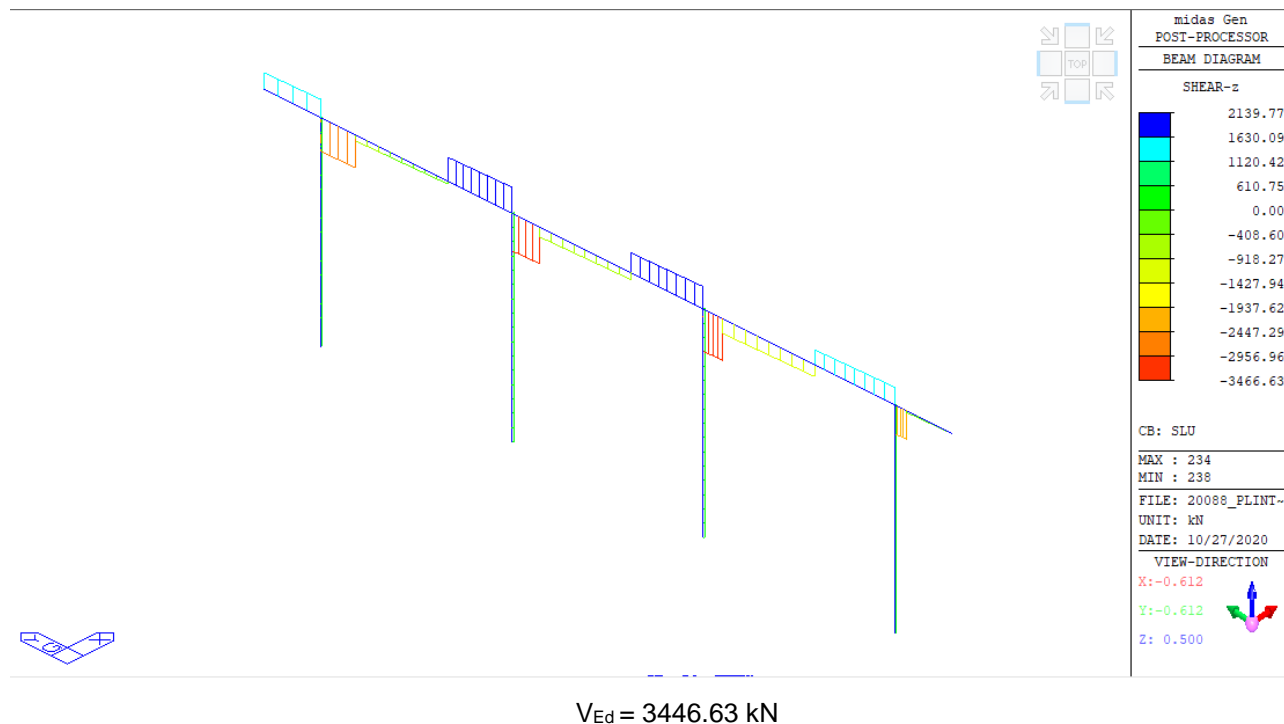
b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso in cui la verifica non risulti soddisfatta, occorre disporre idonea armatura a taglio in tal caso la resistenza a taglio è pari al minore dei seguenti due valori:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) / (1 + \ctg^2 \theta)$$

Si riportano nel seguito i risultati del calcolo condotto.



| ARMATURA LONGITUDINALE DISPOSTA | | | |
|---|----------|-------|-----------------|
| <u>Dimensioni della sezione</u> | | | |
| Minima arghezza base | bw | 1.40 | m |
| Altezza della sezione | h | 1.00 | m |
| Copriferro | c | 0.025 | m |
| Altezza utile sezione | d | 0.975 | m |
| Armatura superiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | 30 | mm |
| Numero di barre | n | 28 | - |
| Armatura AGGIUNTIVA superiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | 0 | mm |
| Numero di barre | n | 0 | - |
| <u>ARMATURA SUPERIORE</u> | Asup | 19792 | mm ² |
| Armatura inferiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | 30 | mm |
| Numero di barre | n | 7 | - |
| Armatura AGGIUNTIVA inferiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | | mm |
| Numero di barre | n | | - |
| <u>ARMATURA INFERIORE</u> | Asup | 4948 | mm ² |
| Area armatura tesa disposta | As,long | 4948 | mm ² |
| Area armatura compressa disposta | As',long | 19792 | mm ² |

| RESISTENZA A TAGLIO PER ELEMENTI SENZA ARMATURA SPECIFICA | | | |
|---|----------------|--------|----|
| Costante K | K | 1.45 | - |
| Percentuale armatura longitudinale | p1 | 0.0036 | - |
| | v min | 0.3532 | |
| | Vrdc,min | 482.09 | kN |
| Taglio resistente | Vrdc | 545.38 | kN |
| <u>Verifica taglio in assenza di armatura specifica</u> | NON VERIFICATO | | |
| Vsd ≤ Vrd ? | % sfruttamento | 6.36 | |

La verifica non è soddisfatta, si considera un armatura specifica a taglio costituita da tre staffe $\phi 16/20$.

La resistenza a taglio è pari al minore dei seguenti due valori

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

| RESISTENZA A TAGLIO PER ELEMENTI STAFFATI | | | | |
|--|----------------|---------|---------------------|--|
| Numero di bracci nella sezione | nb | 6 | - | |
| Diametro barre arm. a taglio | Ø | 16 | mm | |
| Passo | s | 200 | mm | |
| Area armatura a taglio | Asw/s | 6.03 | mm ² /mm | |
| <u>Calcolo resistenza a taglio lato calcestruzzo</u> | | | | |
| Coefficiente maggiorativo | αc | 1.00 | - | |
| Angolo inclinazione armatura | α | 90.00 | ° | |
| Cotangente di α | cotg(α) | 0.00 | - | |
| Cotangente angolo inclinazione puntoni (di calcolo) | cotg(θ) | 2.14 | - | |
| Cotangente angolo inclinazione puntoni (da utilizzare) | cotg(θ*) | 2.14 | - | |
| Resistenza a taglio lato cls | Vrd,max | 4432.24 | kN | |
| <u>Calcolo resistenza a taglio lato armatura</u> | | | | |
| Seno di α | sin(α) | 1.00 | - | |
| Resistenza a taglio lato acciaio | Vrds | 4432.24 | kN | |
| <u>Resistenza al taglio complessiva</u> | | | | |
| min (Vrdmax; Vrds) | Vrd | 4432.24 | kN | |
| <u>Verifica taglio</u> | | | | |
| Vsd ≤ Vrd ? | % sfruttamento | 0.782 | | |

La verifica può ritenersi soddisfatta, dal momento che:

$$V_{Rd} = 4432.24 \text{ kN} > V_{Ed} = 3446.63 \text{ kN}$$

4.5.5 Verifica a taglio del pulvino dell'ampliamento 2004

In prima battuta si verificano i valori del taglio resistente " V_{Rd} ", determinati con le formulazioni per elementi senza armature a taglio (§4.1.2.1.3.1), calcolando la resistenza offerta dal solo contributo del calcestruzzo e dell'armatura longitudinale tesa disposta.

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

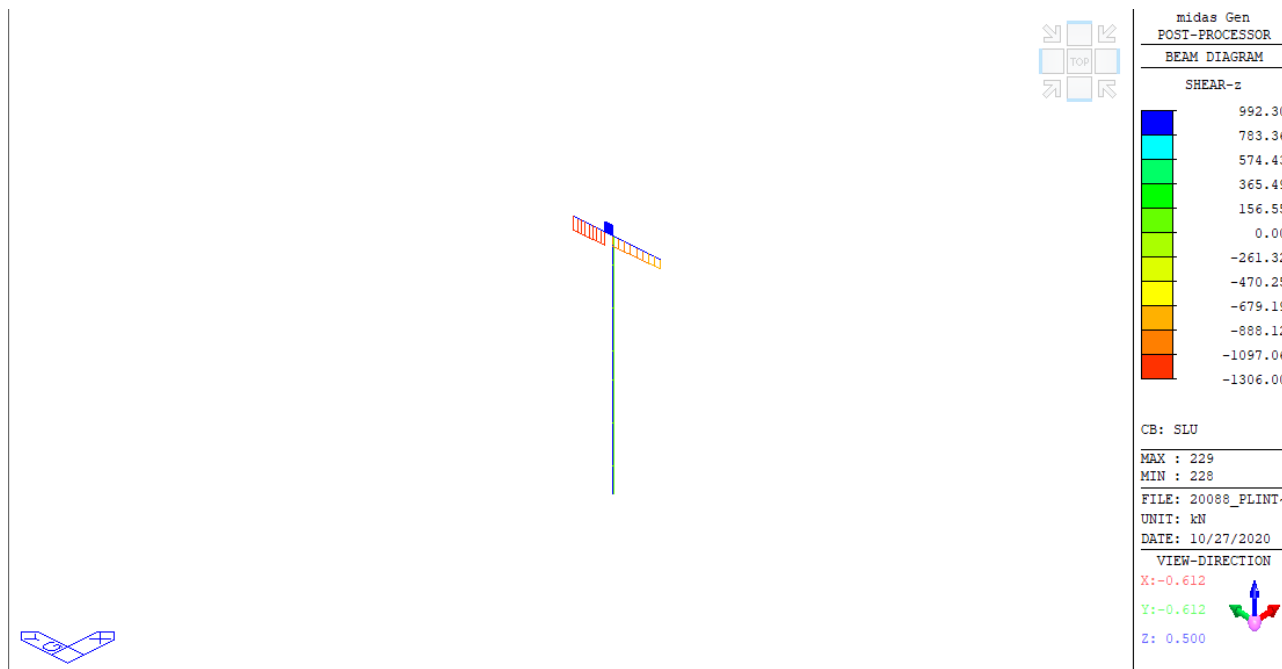
b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso in cui la verifica non risulti soddisfatta, occorre disporre idonea armatura a taglio in tal caso la resistenza a taglio è pari al minore dei seguenti due valori:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

Si riportano nel seguito i risultati del calcolo condotto.



$$V_{Ed} = 1306.00 \text{ kN}$$

| ARMATURA LONGITUDINALE DISPOSTA | | | |
|---|----------|-------|-----------------|
| <u>Dimensioni della sezione</u> | | | |
| Minima arghezza base | bw | 1.40 | m |
| Altezza della sezione | h | 1.00 | m |
| Copriferro | c | 0.025 | m |
| Altezza utile sezione | d | 0.975 | m |
| Armatura superiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | 24 | mm |
| Numero di barre | n | 12 | - |
| Armatura AGGIUNTIVA superiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | 0 | mm |
| Numero di barre | n | 0 | - |
| <u>ARMATURA SUPERIORE</u> | Asup | 5429 | mm ² |
| Armatura inferiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | 24 | mm |
| Numero di barre | n | 8 | - |
| Armatura AGGIUNTIVA inferiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | | mm |
| Numero di barre | n | | - |
| <u>ARMATURA INFERIORE</u> | Asup | 3619 | mm ² |
| Area armatura tesa disposta | As,long | 3619 | mm ² |
| Area armatura compressa disposta | As',long | 5429 | mm ² |

| RESISTENZA A TAGLIO PER ELEMENTI SENZA ARMATURA SPECIFICA | | | |
|---|----------------|--------|----|
| Costante K | K | 1.45 | - |
| Percentuale armatura longitudinale | p1 | 0.0027 | - |
| | v min | 0.3532 | |
| | Vrdc,min | 482.09 | kN |
| Taglio resistente | Vrdc | 491.39 | kN |
| <u>Verifica taglio in assenza di armatura specifica</u> | NON VERIFICATO | | |
| Vsd ≤ Vrd ? | % sfruttamento | 2.66 | |

La verifica non è soddisfatta, si considera un armatura specifica a taglio costituita da tre staffe $\phi 16/20$.

La resistenza a taglio è pari al minore dei seguenti due valori

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

| RESISTENZA A TAGLIO PER ELEMENTI STAFFATI | | | | |
|--|----------------|-------------------|---------------------|--|
| Numero di bracci nella sezione | nb | 6 | - | |
| Diametro barre arm. a taglio | Ø | 16 | mm | |
| Passo | s | 200 | mm | |
| Area armatura a taglio | Asw/s | 6.03 | mm ² /mm | |
| <u>Calcolo resistenza a taglio lato calcestruzzo</u> | | | | |
| Coefficiente maggiorativo | αc | 1.00 | - | |
| Angolo inclinazione armatura | α | 90.00 | ° | |
| Cotangente di α | cotg(α) | 0.00 | - | |
| Cotangente angolo inclinazione puntoni (di calcolo) | cotg(θ) | 2.14 | - | |
| Cotangente angolo inclinazione puntoni (da utilizzare) | cotg(θ*) | 2.14 | - | |
| Resistenza a taglio lato cls | Vrd,max | 4432.24 | kN | |
| <u>Calcolo resistenza a taglio lato armatura</u> | | | | |
| Seno di α | sin(α) | 1.00 | - | |
| Resistenza a taglio lato acciaio | Vrds | 4432.24 | kN | |
| <u>Resistenza al taglio complessiva</u> | | | | |
| min (Vrdmax; Vrds) | Vrd | 4432.24 | kN | |
| <u>Verifica taglio</u> | | VERIFICATO | | |
| Vsd ≤ Vrd ? | % sfruttamento | | 0.295 | |

La verifica può ritenersi soddisfatta, dal momento che:

$$V_{Rd} = 4432.24 \text{ kN} > V_{Ed} = 1306.00 \text{ kN}$$

4.5.6 Verifica a taglio del fusto anni '60

In prima battuta si verificano i valori del taglio resistente " V_{Rd} ", determinati con le formulazioni per elementi senza armature a taglio (§4.1.2.1.3.1), calcolando la resistenza offerta dal solo contributo del calcestruzzo e dell'armatura longitudinale tesa disposta.

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso in cui la verifica non risulti soddisfatta, occorre disporre idonea armatura a taglio in tal caso la resistenza a taglio è pari al minore dei seguenti due valori:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

Nel seguito si riporta il dettaglio del calcolo condotto per il fusto maggiormente sollecitato, per il quale risulta una massima sollecitazione pari a:

$$V_{Ed} = 749.47 \text{ kN}$$

Tale valore si verifica nella sezione alla base, dotata di ringrosso.

| ARMATURA LONGITUDINALE DISPOSTA | | | |
|---|----------|--------------|-----------------|
| <u>Dimensioni della sezione</u> | | | |
| Minima larghezza base | bw | 2.00 | m |
| Altezza della sezione | h | 2.00 | m |
| Copriferro | c | 0.375 | m |
| Altezza utile sezione | d | 1.625 | m |
| Armatura superiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | 30 | mm |
| Numero di barre | n | 4 | - |
| Armatura AGGIUNTIVA superiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | | mm |
| Numero di barre | n | | - |
| <u>ARMATURA SUPERIORE</u> | Asup | 2827 | mm ² |
| Armatura inferiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | 30 | mm |
| Numero di barre | n | 12 | - |
| Armatura AGGIUNTIVA inferiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | | mm |
| Numero di barre | n | | - |
| <u>ARMATURA INFERIORE</u> | Asup | 8482 | mm ² |
| Area armatura tesa disposta | As,long | 8482 | mm ² |
| Area armatura compressa disposta | As',long | 2827 | mm ² |

| RESISTENZA A TAGLIO PER ELEMENTI SENZA ARMATURA SPECIFICA | | | |
|--|-----------------------|---------------|----|
| Costante K | K | 1.35 | - |
| Percentuale armatura longitudinale | ρ1 | 0.0026 | - |
| | v min | 0.2503 | |
| | Vrdc,min | 813.50 | kN |
| Taglio resistente | Vrdc | 925.15 | kN |
| <u>Verifica taglio in assenza di armatura specifica</u> | VERIFICATO | | |
| Vsd ≤ Vrd ? | % sfruttamento | 0.81 | |

La verifica può ritenersi soddisfatta, dal momento che:

$$V_{Rd} = 925.15 \text{ kN} > V_{Ed} = 749.47 \text{ kN}$$

4.5.7 Verifica a taglio del fusto dell'ampliamento 2004

In prima battuta si verificano i valori del taglio resistente " V_{Rd} ", determinati con le formulazioni per elementi senza armature a taglio (§4.1.2.1.3.1), calcolando la resistenza offerta dal solo contributo del calcestruzzo e dell'armatura longitudinale tesa disposta.

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso in cui la verifica non risulti soddisfatta, occorre disporre idonea armatura a taglio in tal caso la resistenza a taglio è pari al minore dei seguenti due valori:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

Nel seguito si riporta il dettaglio del calcolo condotto per il fusto maggiormente sollecitato, per il quale risulta una massima sollecitazione pari a:

$$V_{Ed} = 300,12 \text{ kN}$$

Tale valore si verifica nella sezione alla base, dotata di ringrosso.

| ARMATURA LONGITUDINALE DISPOSTA | | | |
|---|----------|-------|-----------------|
| <u>Dimensioni della sezione</u> | | | |
| Minima arghezza base | bw | 2.00 | m |
| Altezza della sezione | h | 2.00 | m |
| Copriferro | c | 0.375 | m |
| Altezza utile sezione | d | 1.625 | m |
| Armatura superiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | 24 | mm |
| Numero di barre | n | 3 | - |
| Armatura AGGIUNTIVA superiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | | mm |
| Numero di barre | n | | - |
| <u>ARMATURA SUPERIORE</u> | Asup | 1357 | mm ² |
| Armatura inferiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | 24 | mm |
| Numero di barre | n | 19 | - |
| Armatura AGGIUNTIVA inferiore | | | |
| Diametro utilizzato | Ø | | mm |
| Numero di barre | n | | - |
| <u>ARMATURA INFERIORE</u> | Asup | 8595 | mm ² |
| Area armatura tesa disposta | As,long | 8595 | mm ² |
| Area armatura compressa disposta | As',long | 1357 | mm ² |

| RESISTENZA A TAGLIO PER ELEMENTI SENZA ARMATURA SPECIFICA | | | |
|---|----------------|--------|----|
| Costante K | K | 1.35 | - |
| Percentuale armatura longitudinale | ρ1 | 0.0026 | - |
| | v min | 0.2742 | |
| | Vrdc,min | 891.15 | kN |
| Taglio resistente | Vrdc | 987.47 | kN |
| <u>Verifica taglio in assenza di armatura specifica</u> | VERIFICATO | | |
| Vsd ≤ Vrd ? | % sfruttamento | 0.30 | |

La verifica può ritenersi soddisfatta, dal momento che:

$$V_{Rd} = 987.47 \text{ kN} > V_{Ed} = 300.12 \text{ kN}$$

4.5.8 Verifica capacità portante fondazione

Come nel caso della spalla, si esegue la verifica geotecnica della fondazione assunta come diretta a vantaggio di sicurezza. Si è considerato un angolo di attrito pari a 35° per le motivazioni esposte nel paragrafo relativo alla fondazione della spalla.

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

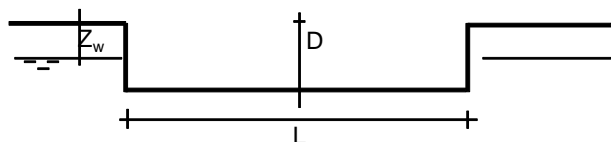
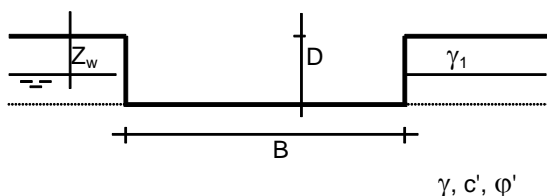
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

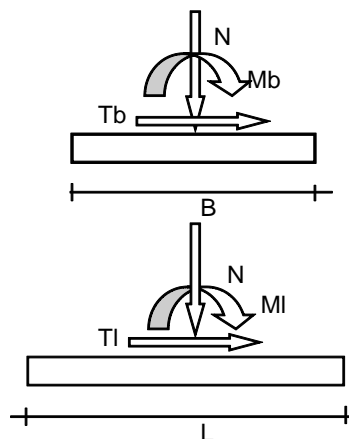
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

| Metodo di calcolo | | | coefficienti parziali | | | | |
|--------------------------|----------|---|-----------------------|----------------------|-----------------------|------|------------|
| | | | azioni | | proprietà del terreno | | resistenze |
| | | | permanenti | temporanee variabili | $\tan \varphi'$ | c' | q_{lim} |
| Stato Limite Ultimo | A1+M1+R1 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| | A2+M2+R2 | ○ | 1.00 | 1.30 | 1.25 | 1.25 | 1.80 |
| | SISMA | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 1.25 | 1.80 |
| | A1+M1+R3 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 2.30 |
| | SISMA | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 2.30 |
| Tensioni Ammissibili | | | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 3.00 |
| Definiti dal Progettista | | | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 2.30 |



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

$B = 6.80$ (m)
 $L = 25.00$ (m)
 $D = 2.30$ (m)





AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 21950.00 | 0.00 | 21950.00 |
| Mb [kNm] | 13246.00 | 0.00 | 13246.00 |
| MI [kNm] | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Tb [kN] | 6710.50 | 0.00 | 6710.50 |
| TI [kN] | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| H [kN] | 6710.50 | 0.00 | 6710.50 |

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 35.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 35.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100.00$ (m)

$e_B = 0.60$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 5.59$ (m)
 $L^* = 25.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 46.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$

$N_q = 33.30$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$

$N_c = 46.12$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 48.03$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.16$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.16$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.91$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.82 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.18 \quad m = 1.82 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

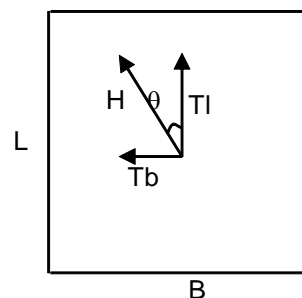
$$i_q = 0.52$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.50$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.36$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1.10$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.11$$

$$d_{\gamma} = 1$$

$$d_{\gamma} = 1.00$$

b_c, b_q, b_{γ} : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_{\gamma} = b_q$$

$$b_{\gamma} = 1.00$$

g_c, g_q, g_{γ} : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_{\gamma} = g_q$$

$$g_{\gamma} = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1883.45 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 156.98 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 818.89 \geq q = 156.98 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 6710.50 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 15369.56 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 13972.33 \geq H_d = 6710.50 \quad (\text{kN})$$