



COMUNE DI LUCCA

Settore 5 Lavori Pubblici e Urbanistica
U.O.5.3 Strade – Progettazione

"REALIZZAZIONE DEL NUOVO ASSE SUBURBANO TRA LA ROTATORIA DI VIA DELL'ACQUACALDA E LA ROTATORIA DI VIALE CASTRACANI". CIG PADRE 85342004A1 CIG DERIVATO Z672F91228

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

PROGETTAZIONE: STUDIO ING. PAOLO EDOARDO GIUSTI

IL PROGETTISTA:

Ing. Paolo Edoardo Giusti

Collaborazione scientifica

Prof. Ing. Antonio Pratelli

Collaboratore Tecnico

Ing. Michele Baldiati

RELAZIONI SPECIALISTICHE

Relazione Geologica e Geotecnica:

Geol. Alessandro Paoli

Relazione impatto acustico

Ing. Francesco Borchini - Vie en.ro.se. Ingegneria

Verifica assoggettabilità a VAS:

Arch. Riccardo Luca Breschi

PRIME INDICAZIONI PER I PIANI DI SICUREZZA: Ing. Paolo Edoardo Giusti

VISTO: IL RUP

Ing. Andrea Biggi

PROTOCOLLO

DATA

Marzo 2021

VIADOTTO - TRACCIATO A

RELAZIONE TECNICA DI PREDIMENSIONAMENTO

CODICE ELABORATO		NOME FILE	REVISIONE	SCALA
SF_A_VD_4		SF_A_VD_4_REV5_RELAZIONE TECNICA DI PREDIMENSIONAMENTO	5	-
5	Integrazioni validazione progetto	02/09/2021		
4	Modificata intestazione progetto	08/07/2021		
3	Modificata classificazione strada	05/06/2021		
2	Modifiche non sostanziali	03/05/2021		
1	Modificata classificazione strada	07/04/2021		
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO

Sommario

1 Premessa	4
2 Descrizione dell'opera	4
3 Normative di riferimento.....	7
4 Materiali e resistenze di progetto	7
4.1 Materiali	7
4.1.1 Acciaio per carpenteria strutturale	7
4.1.2 Acciaio ordinario per armature	8
4.1.3 Conglomerato cementizio	8
4.2 Resistenze caratteristiche e di progetto.....	8
4.2.1 Acciaio per carpenteria strutturale	8
4.2.2 Acciaio ordinario per armature	9
4.2.3 Conglomerato cementizio	10
5 Unità di misura	11
6 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento.....	11
7 Classe di esecuzione	11
7.1 Determinazione della "classe di esecuzione" per la carpenteria metallica	12
8 Codici di calcolo e modelli di calcolo	12
8.1 PROSAP 2Si®	13
8.2 Modelli di Calcolo	13
9 Analisi dei carichi di progetto	13
9.1 Elenco delle condizioni Elementari di Carico.....	13
9.2 Peso proprio delle strutture (G1)	14
9.3 Peso proprio finiture e pavimentazione (G2)	14
9.4 Effetti delle variazioni termiche (ϵ_3)	15
9.5 Carichi mobili (Q1)	15
9.5.1 Schema di carico	16
9.5.2 Categoria stradale.....	16
9.5.3 Disposizione delle corsie di carico	16
9.5.4 Azione di frenamento (Q3)	18
9.5.5 Casi di carico da Traffico Principali Analizzati.....	18
9.6 Azione del vento (Q5)	19
9.7 Azioni sismiche	20
10 Combinazioni di carico.....	22
10.1 Combinazioni per gli SLU	22
10.2 Combinazioni per gli SLE.....	23

11 Analisi strutturale e fasi di calcolo.....	24
11.1 Analisi Statica e Dinamica Sismica Globale.....	24
11.2 Modellazione dei materiali.....	24
12.Modelli di calcolo e Verifiche Impalcato	25
12.1 Modello 1 Fase di getto:	25
12.2 Modello 2 Soletta gettata e maturata $E_{c,0}$:	27
12.2.1 Combinazione 1 di massimo momento positivo in campata.	27
12.2.3 Combinazione 3 massimo carico sulla Pila centrale.	33
12.2.4 Combinazione 4 Vento Trasversale Valore caratteristico associato a Traffico per massimo momento positivo in campata.	35
12.2.5 Combinazione 5 Configurazione per dare il massimo carico sulla spalla ed il massimo taglio all'appoggio.	37
12.2.6 Combinazione 6 Configurazione Variazione Termica Uniforme + 25 °.....	40
12.2.7 Combinazione 7 Configurazione Caratteristica Frenatura	41
12.3 Verifica dei Diaframmi e dei Controventi: (cond. non sismiche).....	42
12.3.1 Verifica dei Diaframmi:.....	42
12.3.2 Verifica dei Controventi:.....	44
12.4 Verifica della soletta : Condizioni di Carico Globali.	46
12.4.1 Verifica della Soletta : Condizioni di Carico Locali.	49
12.5 Verifica della Connessione Soletta – Struttura Metallica.....	53
13 Modello 3. Verifica delle Fondazioni	56
13.1 Casi di Carico e Combinazioni analizzate:.....	57
13.2 Stratigrafia Terreno Caratteristiche di Progetto:.....	57
13.3 Spinta del Terreno sulle Spalle in condizione Statica e Sismica:	58
13.4 Combinazioni dei Carichi analizzate:	59
13.5 Verifica delle Pile.	61
13.5.1 Verifica Fondazioni delle Pile.....	61
13.5.2 Verifica dell'elevazione delle Pile	64
13.6 Verifica delle Spalle.	66
13.6.1 Verifica Fondazioni delle Spalle.	67
13.6.2 Verifica dell'elevazione delle Spalle.	70
13.7 Verifica degli appoggi in Neoprene armato sulle Spalle.....	72
14 Conclusioni:	74

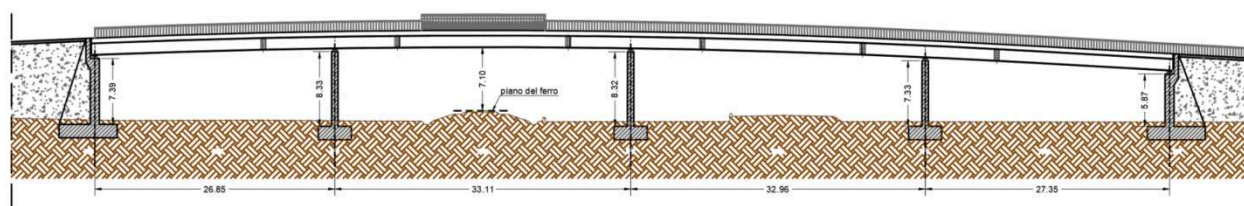
1 Premessa

Nell'ambito dello Studio di fattibilità per il "Completamento del nuovo asse suburbano tra la rotatoria di via dell'Acquacalda e la rotatoria di viale Castracani", la presente relazione di calcolo ha per oggetto lo studio di un viadotto stradale facente parte del tratto di viabilità che va da via dell'Acquacalda a via della Santissima Annunziata superando via delle Ville e la linea ferroviaria Lucca–Aulla.

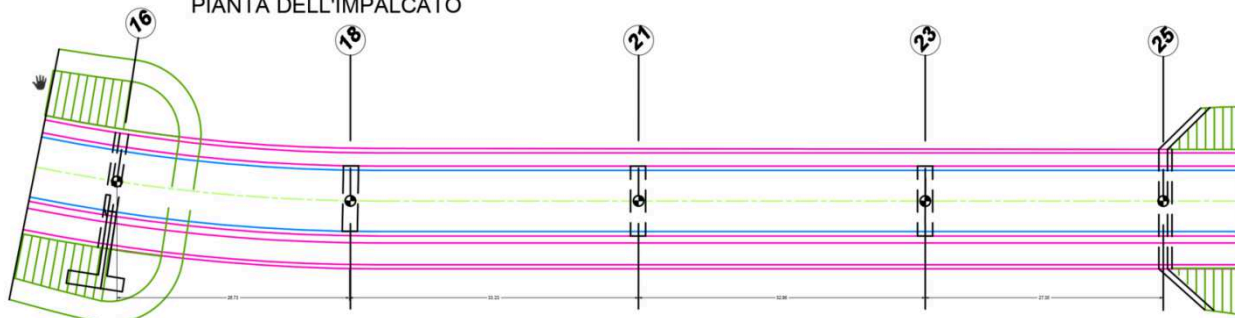
2 Descrizione dell'opera

L'opera in oggetto è costituita da un viadotto su quattro campate con la seguente scansione di luci 27 m + 33 m + 33 m + 27 m per una lunghezza complessiva di 120 m con schema statico a trave continua.

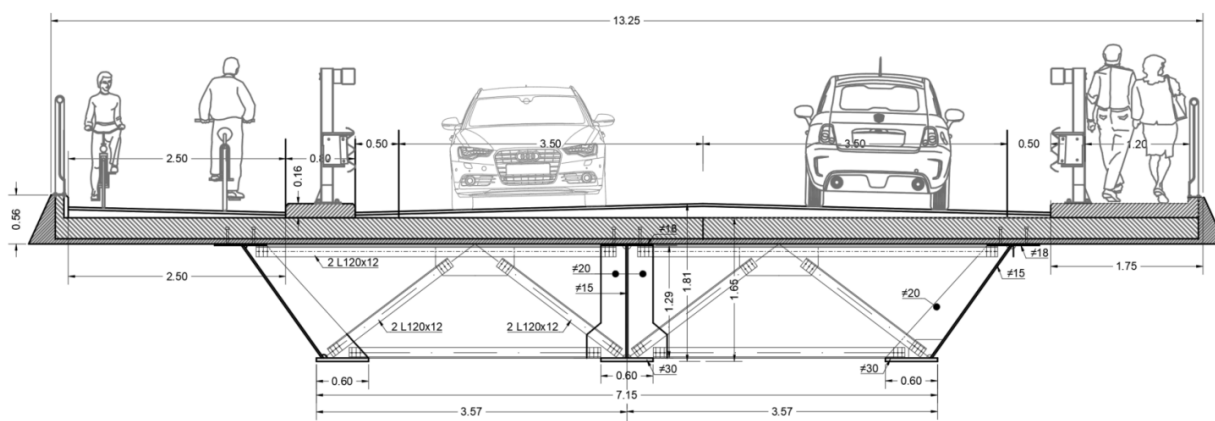
PROSPETTO DELL'OPERA



PIANTA DELL'IMPALCATO



In sezione trasversale, l'opera si compone di una sede stradale costituita da due corsie di larghezza pari a 3.50 m, completate da banchine di larghezza pari a 0.50 m, una pista ciclabile della larghezza di 2.50 m, uno spartitraffico di 0.80 m ed infine un pedonale di 1.75, sullo spartitraffico e sul pedonale trovano alloggio le barriere bordo-ponte tipo H4. Pertanto la sezione trasversale ha una larghezza complessiva lorda pari a 13.25 m.



Sezione Trasversale Tipo.

Lo sviluppo planimetrico dell'impalcato è sostanzialmente rettilineo, solamente la prima campata lato nord è caratterizzata da una leggerissima curvatura che in un dimensionamento preliminare come il presente può essere trascurata.

L'impalcato sarà realizzato in struttura mista acciaio-calcestruzzo con tre travi in acciaio autoprotetto tipo Corten, di sezione a doppia T delle quali le esterne saranno realizzate con anima inclinata sulla verticale di 36° e ali asimmetriche mentre la centrale con anima verticale, le Piattabande saranno di diverso spessore, e saranno trasversalmente connesse da diaframmi reticolari di campata (disposti ad interasse variabile da 6. m a 7.70m circa), mentre in corrispondenza delle Spalle e delle Pile intermedie si prevedono diaframmi di appoggio atti a permettere future sostituzioni degli apparecchi di appoggio.

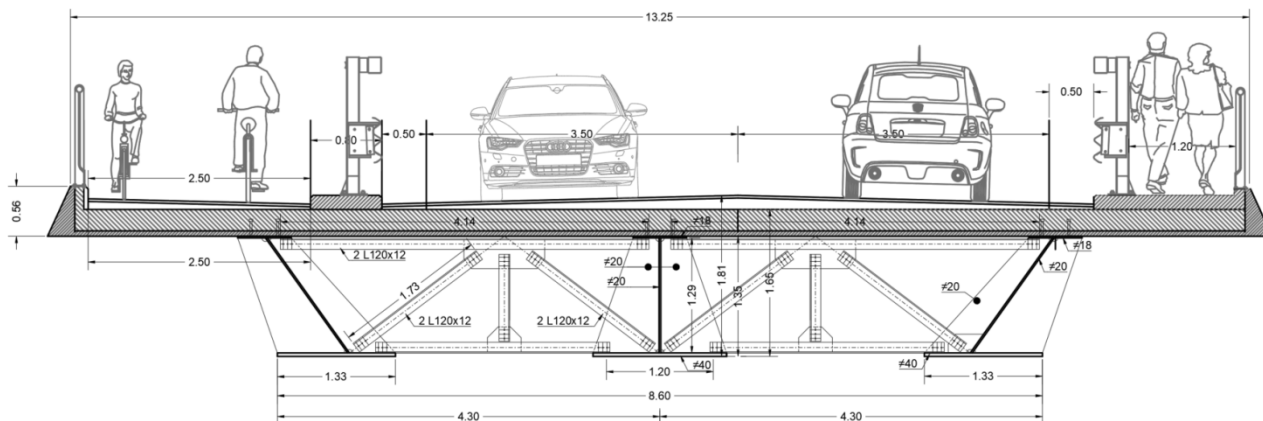


Fig. Diaframma di Appoggio

L'impalcato è completato da una soletta in c.a. gettata in opera su predalles tralicciate autoportanti. Le predalles, di spessore pari a 5 cm saranno varate direttamente sulla struttura metallica, la soletta gettata in opera sarà resa collaborante con le travi mediante piolatura di queste ultime con pioli tipo Nelson, per uno spessore complessivo dopo il getto pari a 30 cm. Sulla soletta sarà quindi posata la guaina di impermeabilizzazione e su questa gli strati di pavimentazione (binder e usura, per uno spessore medio complessivo di 12 cm).

La travata composta acciaio-calcestruzzo ha altezza costante pari a 1.80m. All'intradosso ed all'estradosso della struttura metallica sono previste, su piani orizzontali, due orditure reticolari di controventamento in profili metallici accoppiati che permetteranno il corretto comportamento della travata sotto le sollecitazioni di torsione. Lo schema statico è a cassone.

Tutti gli elementi metallici saranno suddivisi in conci al fine di poter essere agevolmente trasportati su strada e le giunzioni in opera sono previste bullonate a doppio coprighiunto ad eccezione delle aste dei diaframmi e delle controventature che sono previste bullonate semplici.

Il montaggio dell'impalcato avverrà per sollevamento dal basso delle singole travi. I conci verranno formati per bullonatura a piè d'opera fino a formare i conci opportuni. Successivamente tali elementi verranno portati in quota mediante l'ausilio di autogru di adeguata portata.

Una tavola in particolare è dedicata alle sequenze di montaggio.

Il sistema di appoggi è tale da trasmettere alle pile ed alle spalle le azioni sia verticali che orizzontali di progetto, ed insieme da consentire gli spostamenti orizzontali dovuti alle sollecitazioni e variazioni termiche di progetto, nel rispetto degli schemi statici assunti in sede di calcolo.

In corrispondenza delle Spalle sono previsti dispositivi appoggio in neoprene armato tipo Algablock dim pacchetto 800*400*54 con rigidezza orizzontale K_s pari a 8.73 KN/mm e spostamento max consentito pari a $S^*=38$ mm. Nello schema di calcolo adottato l'impalcato è vincolato solidalmente alle pile sulle quali lo stesso trasmette sia le azioni verticali che quelle orizzontali con l'esclusione dei momenti.

Si ha quindi che le azioni Orizzontali sono sempre ripartite tra spalle e pile con il seguente distinguo: le azioni longitudinali sono prevalentemente assorbite dalla Spalle in quanto le Pile sono state concepite come elementi flessibili in senso longitudinale (sezione resistente 70cm x 800 cm) mentre le azioni trasversali sono principalmente assorbite dalle Pile per la ragione opposta.

3 Normative di riferimento

Si riportano le Normative adottate per le verifiche delle singole componenti strutturali:

D.M. 17-01-2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” [NTC18]

CIRCOLARE C.S.LL.PP. n. 7 del 21/01/2019 “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni

4 Materiali e resistenze di progetto

4.1 Materiali

Per quanto concerne la definizione dei materiali impiegati per ogni elemento strutturale si fa riferimento a quanto specificato nelle tavole di progetto.

4.1.1 Acciaio per carpenteria strutturale

I profili metallici sia saldati sia laminati ed il piastrame sono realizzati con l'impiego di acciaio strutturale per carpenteria nelle qualità sotto indicate, in accordo con la norma UNI EN 10025-2 (2005).

Le giunzioni saranno effettuate con saldature e bullonature in conformità alle prescrizioni del paragrafo 11.3.4 delle NTC.

Le modalità di accettazione ed i controlli verranno effettuati in accordo alle prescrizioni del paragrafo 11.3.4 delle NTC.

· Travi principali, elementi composti saldati e coprigiunti:

Acciaio S355 J0W per spessori $\leq 20\text{mm}$;

Acciaio S355 J2W + N per spessori $\leq 40\text{mm}$;

Acciaio S355 K2W + N per spessori $> 40\text{mm}$.

· Angolari, profilati e piastre sciolte (elementi non saldati):

Acciaio S355 J0W per qualsiasi spessore

· Unioni bullonate:

Secondo NTC, UNI EN 14399-1

Viti classi 10.9 (UNI EN 14399/3)

Dadi classe 10 (UNI EN 14399/4)

Rosette in acciaio C50 temprato e rinvenuto (UNI EN 14399/6)

Tipologia bullonature (UNI EN 1993-1-8)

(A) Categoria “A” per connessioni a taglio

(B) Categoria “B” per connessioni ad attrito (classe di controllo K1)

Precarico e coppia di serraggio: secondo UNI EN 1993-1-8 e UNI ENV 1090

I bulloni devono essere disposti in opera con una rosetta posta sotto il dado ed una sotto la testa della vite.

· Unioni saldate:

Secondo NTC e UNI ENV 1090 (cfr. [24])

4.1.2 Acciaio ordinario per armature

Le barre di armatura della soletta è del tipo B450C e deve rispettare i requisiti indicati alla tabella 11.3.Ib del paragrafo 11.3.2.1 delle NTC.

4.1.3 Conglomerato cementizio

Il conglomerato cementizio da porre in opera sarà composto da:

- Aggregato, conforme a UNI EN 12620 e UNI EN 13055-1;
- Acqua, conforme a UNI EN 1008: 2003;
- Cemento, conforme a UNI EN 197;
- Additivi superfluidificanti antiritiro e ritardanti, se occorrenti per garantire le prestazioni del calcestruzzo in base al tempo di trasporto, conformi a UNI EN 934-2.

4.2 Resistenze caratteristiche e di progetto

4.2.1 Acciaio per carpenteria strutturale

Coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

$\gamma_{M0} = 1,05$ resistenza delle sezioni (classe 1,2,3 e 4)

$\gamma_{M1} = 1,10$ resistenza all'instabilità delle membrature

$\gamma_{M2} = 1,25$ resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese

$\gamma_{Mf} = 1,35$ resistenza, nei riguardi della fatica

Coefficienti parziali di sicurezza per la verifica delle unioni

$\gamma_{M2} = 1,25$ resistenza dei bulloni

$\gamma_{M2} = 1,25$ resistenza delle connessioni a perno

$\gamma_{M2} = 1,25$ resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo

$\gamma_{M2} = 1,25$ resistenza dei piatti a contatto

$\gamma_{M3} = 1,25$ resistenza a scorrimento per SLU

$\gamma_{M3} = 1,10$ resistenza a scorrimento per SLS

$\gamma_{M6.ser} = 1,00$ resistenza delle connessioni a perno allo SLS

$\gamma_{M7} = 1,10$ precarico dei bulloni ad alta resistenza

SLU – Resistenze caratteristiche e di progetto

· Elementi saldati, elementi non saldati, profilati e piastre sciolte:

Acciaio S355

$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$ $f_d = f_{yk}/g_{M0} = 338.1 \text{ MPa}$ per spessori $0 \text{ mm} \leq t \leq 40 \text{ mm}$

$f_{yk} \geq 335 \text{ MPa}$ $f_d = f_{yk}/g_{M0} = 319.0 \text{ MPa}$ per spessori $40 \text{ mm} \leq t \leq 100 \text{ mm}$

· Bulloni

Giunzioni a taglio (Cat. A) – ove di seguito specificato;

$F_{v,Rd}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (resistenza di progetto a taglio bullone)

$F_{b,Rd}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (resistenza di progetto a rifollamento bullone)

Giunzioni ad attrito (Cat. B, C) – ove di seguito specificato;

$m = 0,30$ (coefficiente di attrito)

$F_{s,Rd}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (resistenza di progetto a taglio bullone)

$F_{p,C}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (precarico bullone per giunti tipo B e C)

· Saldature

A cordone d'angolo o a parziale penetrazione – ove di seguito specificato;

$g_{Mw} = g_{M2}$ come sopra indicato

$f_{v,wd}$ = secondo UNI EN 1993-1-8 (resistenza di progetto a taglio della saldatura)

A completa penetrazione – ove di seguito specificato;

f_d = per il materiale base più debole connesso

4.2.2 Acciaio ordinario per armature

Per le armature in barra si impiega un acciaio ad aderenza migliorata del tipo: **B450 C**

controllato in stabilimento, con le seguenti caratteristiche di resistenza:

$f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$

$f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$

che soddisfi i seguenti rapporti minimi:

$f_{yk} \geq f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$

$f_{tk} \geq f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$

$1.15 < (f_t / f_y)_k < 1.35$

$(f_{y,eff} / f_{y,nom}) < 1.25$

$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$

con tensioni di progetto pari a:

- tensioni allo stato limite ultimo

$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$ con $g_s = 1.15$

- tensioni allo stato limite esercizio

$s_c = 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ (nella c.c. rara)

4.2.3 Conglomerato cementizio

CALCESTRUZZO PER SOLETTA DI IMPALCATO.

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$ (C32/40) Classe di esposizione: XC4

con le seguenti caratteristiche meccaniche e di resistenza:

*coefficiente di sicurezza γ_c **1.5** par. 4.3.3*
*resistenza a compressione cilindrica caratteristica f_{ck} **32 MPa** par. 11.2.10.1 (11.2.1)*
*resistenza a compressione cubica caratteristica R_{ck} **40 MPa** par. 11.2.10.1*
*resistenza a compressione cilindrica media f_{cm} **40.00 MPa** par. 11.2.10.1 (11.2.2)*
*resistenza a trazione semplice media f_{ctm} **3.02 MPa** par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)*
*resistenza a trazione semplice caratteristica f_{ctk} **2.12 MPa** par. 11.2.10.2*
*resistenza a trazione per flessione media f_{cfm} **3.63 MPa** par. 11.2.10.2 (11.2.4)*
*resistenza a trazione per flessione caratteristica f_{ctk} **2.54 MPa** par. 11.2.10.2*
*modulo elastico E_{cm} **33346 MPa** par. 11.2.10.3 (11.2.5)*
*coefficiente di Poisson (cls non fessurato) ν_{NF} **0.2** - par. 11.2.10.4*
*coefficiente di Poisson (cls fessurato) ν_F **0** - par. 11.2.10.4*
*coefficiente di dilatazione termica α **1.00E-05** $1/^\circ\text{C}$ par. 11.2.10.5*
*densità ρ **2500 kg/m³***
*resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU f_{cd} **21.33 MPa** par. 4.1.2.1.1.1*
*resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU f_{ctd} **1.41 MPa** par. 4.1.2.1.1.2*
*tensione limite allo SLE nella comb. rara $\sigma_{c,rara}$ **19.20 MPa** par. 4.1.2.2.5.1*
*tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm. $\sigma_{c,q,per.}$ **14.40 MPa** par. 4.1.2.2.5.1*

I valori dei copriferri sono stati stabiliti secondo l'EUROCODICE 2-UNI ENV 1992 in funzione delle classe di esposizione ambientali.

CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE ED ELEVAZIONE SPALLE E PILE

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$R_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$ (C28/35) Classe di esposizione: XC2 per le fondazioni ed XC1 per l'elevazione.

con le seguenti caratteristiche meccaniche e di resistenza:

*coefficiente di sicurezza γ_c **1.5** par. 4.3.3*
*resistenza a compressione cilindrica caratteristica f_{ck} **28 MPa** par. 11.2.10.1 (11.2.1)*
*resistenza a compressione cubica caratteristica R_{ck} **35 MPa** par. 11.2.10.1*
*resistenza a compressione cilindrica media f_{cm} **36.00 MPa** par. 11.2.10.1 (11.2.2)*
*resistenza a trazione semplice media f_{ctm} **2.77 MPa** par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)*
*resistenza a trazione semplice caratteristica f_{ctk} **1.94 MPa** par. 11.2.10.2*
*resistenza a trazione per flessione media f_{cfm} **3.32 MPa** par. 11.2.10.2 (11.2.4)*
*resistenza a trazione per flessione caratteristica f_{ctk} **2.32 MPa** par. 11.2.10.2*
*modulo elastico E_{cm} **32308 MPa** par. 11.2.10.3 (11.2.5)*
*coefficiente di Poisson (cls non fessurato) ν_{NF} **0.2** - par. 11.2.10.4*
*coefficiente di Poisson (cls fessurato) ν_F **0** - par. 11.2.10.4*
*coefficiente di dilatazione termica α **1.00E-05** $1/^\circ\text{C}$ par. 11.2.10.5*
*densità ρ **2500 kg/m³***
*resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU f_{cd} **18.67 MPa** par. 4.1.2.1.1.1*

*resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU f_{ctd} **1.29** MPa par. 4.1.2.1.1.2*
*tensione limite allo SLE nella comb. rara $\sigma_{c,rara}$ **16.80** MPa par. 4.1.2.2.5.1*
*tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm. $\sigma_{c,q,per}$ **12.60** MPa par. 4.1.2.2.5.1*

I valori dei copriferri sono stati stabiliti secondo l'EUROCODICE 2-UNI ENV 1992 in funzione delle classe di esposizione ambientali.

• CONGLOMERATO CEMENTIZIO MAGRO

Classe di resistenza: C12/15 ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$)

• CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER PALI

Classe di resistenza: C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$)

Classe di esposizione: XC2

Classe di consistenza S4

5 Unità di misura

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

- per i carichi P Kg, daN, kN, kN/m, kN/m²
- per le azioni di calcolo P kN, kNm
- per le tensioni P N/mm², MPa, daN/cm²

6 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Per quanto riguarda la vita nominale, con riferimento al par. 2.4.1 e alla tabella 2.4.I del D.M.14/1/2008, qui riportata, si farà riferimento alla cat. 2, assumendo una vita nominale pari a $V_N = 50$ anni.

Tabella 2.4.I - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Per ciò che concerne la classe d'uso (riferimento al cap. 2.4.2), si propone l'adozione della classe III (" [...] Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza, [...]"). Pertanto il coefficiente d'uso C_u che definisce il periodo di riferimento per l'azione sismica vale 1.5.

Si ha dunque:

$$V_R = V_N C_u = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni}$$

7 Classe di esecuzione

La determinazione della classe di esecuzione avviene nella fase di progettazione strutturale in cui vengono valutate le specifiche per la progettazione e la realizzazione della struttura. La determinazione della classe

di esecuzione viene fatta tenendo conto delle disposizioni nazionali, consultando, e collaborando in tale processo decisionale con tutte le figure che intervengono nella realizzazione dell'opera (costruttore, proprietario, responsabile del progetto) e seguendo le disposizioni nazionali nel luogo di utilizzo della struttura.

La procedura raccomandata per la determinazione della classe di esecuzione avviene in 3 fasi:

- Selezione di una classe di importanza, espressa in termini di conseguenze prevedibili sia umane, che economiche o ambientali, di un guasto o di un cedimento di una componente.
- Selezione di una categoria di servizio e di una di categoria di produzione.
- Determinazione della classe di esecuzione dei risultati delle due scelte sopra riportate secondo il prospetto B3 della UNI EN 1090-2.

7.1 Determinazione della "classe di esecuzione" per la carpenteria metallica

CLASSE DI CONSEGUENZA = CC2 - medio impatto

In caso di malfunzionamento della struttura si avrebbero conseguenze di media entità per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure considerevoli conseguenze per l'ambiente. Da cui si può assumere una classe di conseguenza a basso impatto CC2.

CLASSE DI SERVIZIO = SC2 - sollecitazione dinamica La struttura ed le sue componenti sono progettate per azioni Strutture e componenti progettati per azioni statiche, dinamiche e fatica in accordo con EN 1993

CATEGORIA DI PRODUZIONE = PC2 - non saldature e acciai con grado < S355

La struttura metallica è realizzata con componenti saldati realizzati con acciaio di grado S355.

CLASSE DI ESECUZIONE

La classe di esecuzione è deducibile dalla tabella riportata nella 1090-2 appendice B

Tabella di determinazione della CLASSE DI ESECUZIONE							
Classe di conseguenza		CC1		CC2		CC3	
Categoria di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categoria di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4

Per la carpenteria metallica della dell'impalcato in sistema misto acciaio-calcestruzzo la classedi esecuzione può essere assunta pari a EXC3.

8 Codici di calcolo e modelli di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;

- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- pratica d'uso frequente in studio.

La progettazione generale si avvale inoltre di calcoli basati su fogli elettronici implementati e verificati dallo scrivente e validati, quando opportuno, mediante l'ausilio dei codici di calcolo più complessi cui sopra accennato.

8.1 PROSAP 2Si®

E' stato impiegato il software PROSAP versione 20.11.0 , prodotto da 2SI Software e servizi per l'Ingegneria con sede in via Garibaldi, 90 – 44121 Ferrara.

Il codice di calcolo PROSAP 2SI è stato impiegato per l'analisi della struttura sotto l'effetto dei carichi statici, dei carichi mobili e per l'analisi sismica Dinamica Lineare col metodo dello Spettro di risposta.

Il software determina lo stato tensionale e deformativo del modello sotto ciascuna combinazione dei carichi di progetto.

La documentazione relativa alla verifica e validazione del Software è visionabile al link <https://www.2si.it/it/affidabilita/> dedicato.

8.2 Modelli di Calcolo

Per il calcolo e le verifiche della struttura nelle sue varie fasi dalla costruzione all'esercizio sono stati approntati tre modelli FEM realizzati utilizzando sia elementi Beam che elementi Shell , l'interfaccia dei modelli con il terreno è schematizzato mediante solette elastiche su suolo elastico alla Winkler , elementi Palo ed elementi Boundary elastici che riproducono il più fedelmente possibile la reale situazione di vincolo delle strutture.

Dato il tipo di modellazione tridimensionale solo in pochi casi si è dovuto ricorrere a schematizzazioni alla De Saint Venant per desumere le tensioni dalle caratteristiche della sollecitazione in travata in quanto la struttura è già schematizzata nella sua reale geometria.

9 Analisi dei carichi di progetto

9.1 Elenco delle condizioni Elementari di Carico

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

g1 peso proprio delle strutture: Acciaio-cl. di soletta

g2 carichi permanenti portati: pavimentazione, vettura, marciapiedi, parapetti, cordoli

ε1 distorsioni di progetto

ε 2 ritiro del calcestruzzo (compensato da additivi antiritiro)

ε 3 variazioni termiche.

ε 4 effetti viscosi (le finiture di impalcato unici influenti per gli effetti viscosi sono di lieve entità saranno quindi valutati in questa fase preliminare nel modello a tempo zero Ecls istantaneo)

ε 5 cedimenti differenziali dei vincoli (date le fondazioni profonde non si prevedono cedimenti differenziali)

q1 carichi mobili

q2 effetto dinamico dei carichi mobili

q3 azioni longitudinali di frenamento

q4 azione centrifuga (data la minima curvatura in questa fase preliminare non viene considerata l'azione centrifuga)

q5 azioni del vento

q7 resistenze parassite dei vincoli

q8 azioni sui parapetti – urto di veicolo in svio

q9 altre azioni variabili – urto di un veicolo

Tali azioni saranno combinate secondo le prescrizioni delle normative vigenti.

9.2 Peso proprio delle strutture (G1)

Il peso proprio della struttura d'acciaio è valutato in automatico dal programma di calcolo, in considerazione degli elementi non rappresentati nel modello il peso specifico del materiale è incrementato del 5% per tener conto del peso del piastrame, e della presenza dei giunti bullonati di montaggio.

Il contributo del peso proprio della soletta in C.A. è stato valutato sulla base delle sue caratteristiche geometriche, avendo assunto $g_{cls}=25.0 \text{ kN/m}^3$. La soletta di spessore pari a 30 cm viene realizzata mediante getto in opera su predalles in c.a. tralicciate autoportanti di spessore pari a 5 cm.

9.3 Peso proprio finiture e pavimentazione (G2)

Il carico permanente portato applicato all'impalcato è il seguente:

ANALISI DEI CARICHI: FINITURE DI IMPALCATO					
Pavimentazione	0.12	1800	216 daN/mq	10.5	2268
Codolo marciapiede	0.272	2500	680 daN/ml	1	680
Cordolo Spartitraffico	0.128	2500	320 daN/ml	1	320
Guard-rail sx			150 daN/ml	1	150
Guard-rail dx			150 daN/ml	1	150
Barriera sx			120 daN/ml	1	120
Barriera dx			120 daN/ml	1	120
Totale finiture			daN		3808
Incidenza al mq L=13.25 ml			daN/mq		287.396

Essendo questi carichi compiutamente determinati durante la realizzazione dell'opera si adotteranno gli stessi coefficienti usati per i G1.

9.4 Effetti delle variazioni termiche (ϵ_3)

Gli effetti delle variazioni termiche stagionali sulla struttura sono valutate in osservanza _ dell'NTC 2018,

Localizzazione dell'intervento

Località: LUCCA

Provincia: LUCCA

Regione: TOSCANA

Coordinate GPS:

Latitudine : 43.84300 N

Longitudine: 10.50500 E

Altitudine s.l.m.: 19.0 m

TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA:

Zona: II

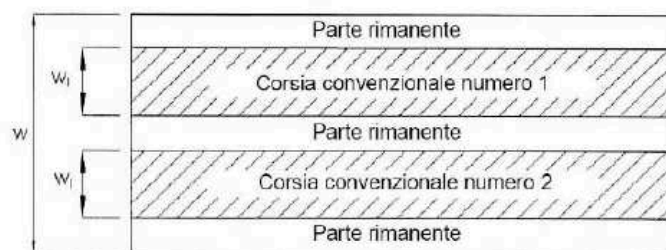
T min = -8.11° [NTC 3.5.3]

T max = 41.96° [NTC 3.5.4]

Considerando una temperatura media durante il montaggio di circa 17°C applicheremo alla struttura una variazione di temperatura uniforme pari a +/- 25°C.

9.5 Carichi mobili (Q1)

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3 NTC08, disposti su corsie convenzionali. Le larghezze w_l delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto di Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I NTC08.



Larghezza di carreggiata "w"	Numero corsie convenzionali	Larghezza corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5.40 \text{ m}$	$n_i = 1$	3.00	$(w - 3.00)$
$5.4 \leq w < 6.0$	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6.0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3.00	$w - (3.00 \times n_i)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli.

La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

9.5.1 Schema di carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti.

Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

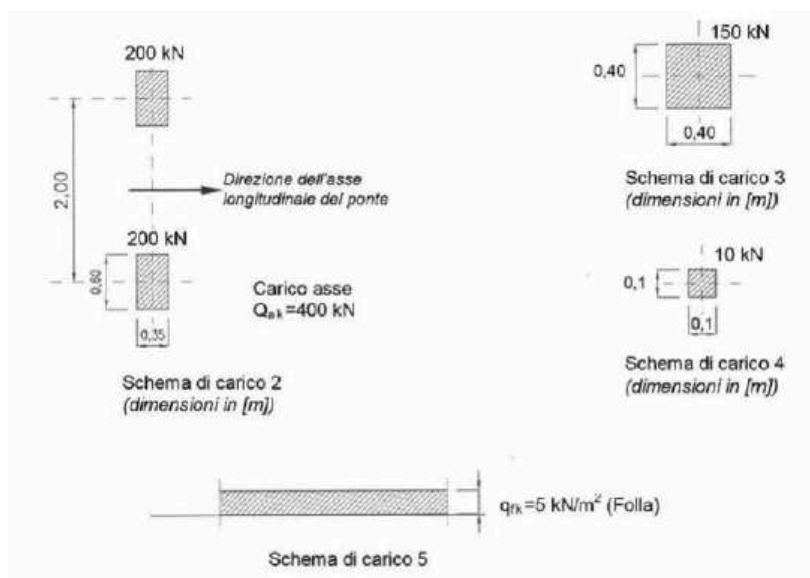
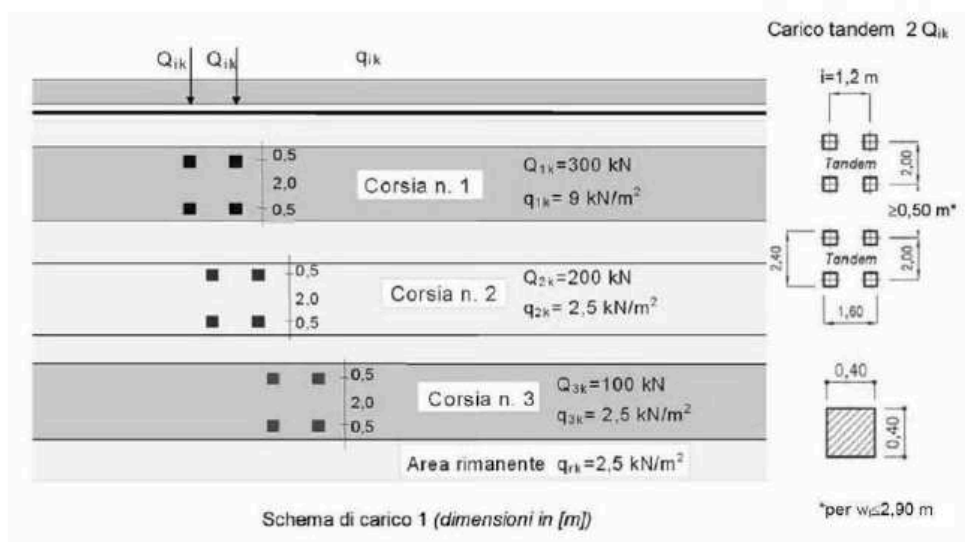
Schemi di Carico 6.a, b, c: in assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$ previsti dal D.M. 17/01/18.

9.5.2 Categoria stradale

Il ponte in oggetto è definito come Ponte Stradale di Categoria 1°.

9.5.3 Disposizione delle corsie di carico

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1° Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.



In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m. La disposizione e la numerazione delle corsie viene determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vengono scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 2, ecc.

Per i ponti di 1° Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (NTC18):

Posizione carico asse	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia numero 1	300	9.00
Corsia numero 2	200	2.50
Corsia numero 3	100	2.50
Altre corsie	0	2.50

L'analisi della disposizione in senso longitudinale dei carichi mobili che massimizzano le sollecitazioni su ogni singolo elemento strutturale principale è stata scelta in funzione degli obiettivi di verifica per le componenti significative dell'opera.

9.5.4 Azione di frenamento (Q3)

Secondo quanto riportato nel DM 14 gennaio 2008, la forza orizzontale dovuta al frenamento dei veicoli viene identificata come:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{ik}) + 0,10q_{ik} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

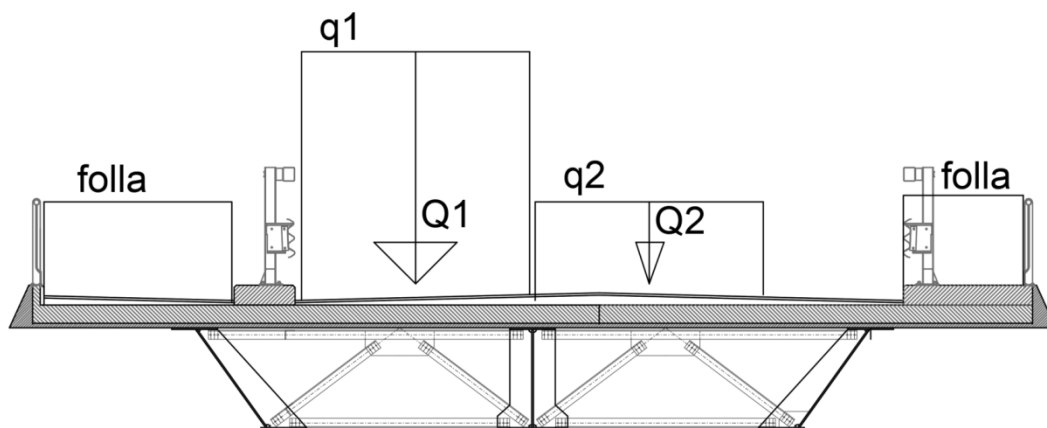
Nello specifico avremo:

$$q_3 = 0,60 \cdot (600) + 0,10 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 120 = 684 \text{ kN}$$

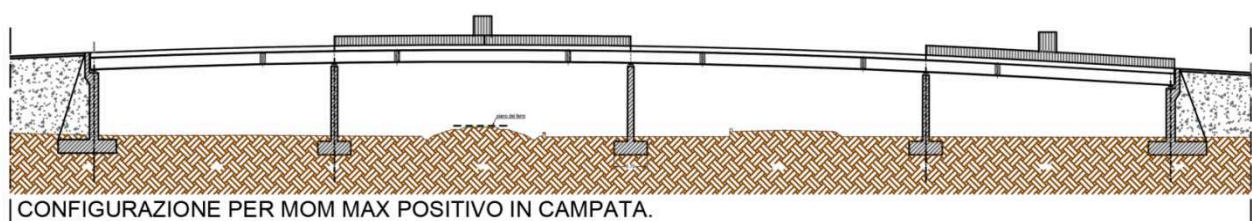
9.5.5 Casi di carico da Traffico Principali Analizzati.

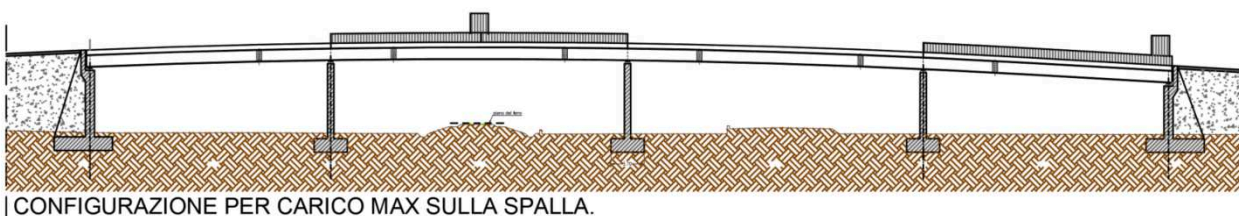
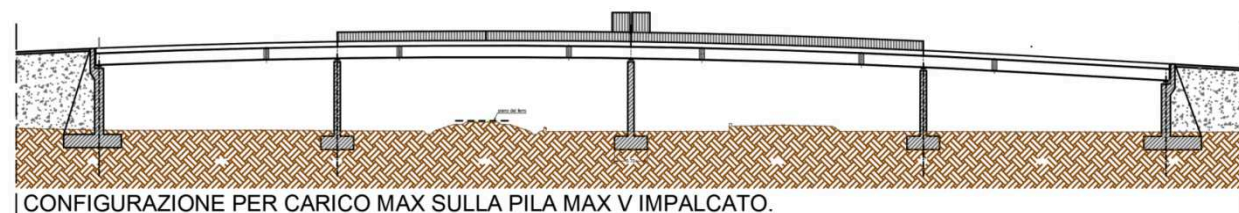
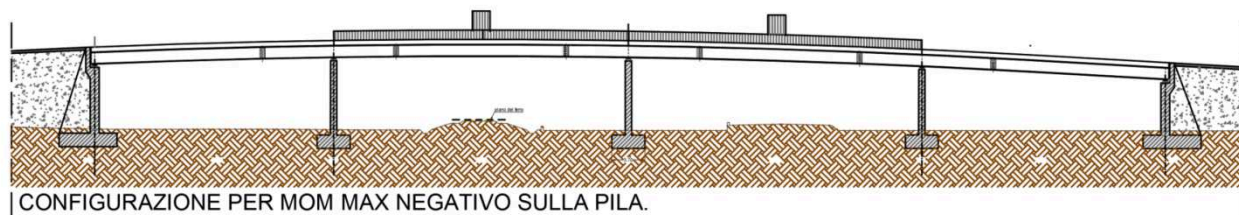
Con riguardo alla analisi Globale della struttura. Trattandosi di viadotto a travata continua su cinque appoggi e di luci simili, praticamente rettilineo con travata a sezione costante per indagare i casi più significativi delle sollecitazioni da traffico sono stati studiati i seguenti schemi:

Disposizione trasversale dei carichi da traffico per massimizzare l'azione torcente.



Disposizioni longitudinali dei carichi da traffico per massimizzare le sollecitazioni nelle sezioni oggetto di verifica.





9.6 Azione del vento (Q5)

L'azione del vento sulla struttura può essere assimilata ad una pressione statica del vento calcolata come indicato nel paragrafo 3.3 del NTC 2018.

Al § 5.1.3.7 della Norma "Azioni di Neve, Vento: q_5 " per strutture da ponte, si precisa che per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3 delle stesse norme.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le spalle). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Zona vento = 3

Velocità base della zona, $V_{b.o} = 27 \text{ m/s}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_o = 500 \text{ m}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 19 \text{ m}$

Velocità di riferimento, $V_b = 27.00 \text{ m/s}$ ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $T_r = 50 \text{ anni}$

$Cr = 1$ per $Tr = 50$ anni

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $Vr = Vb Cr = 27.00$ m/s

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Categoria esposizione: (Entroterra fino a 30 km dal mare) tipo III

($Kr = 0.20$; $Zo = 0.10$ m; $Zmin = 5$ m)

Pressione cinetica di riferimento, $qb = 46$ daN/mq

Coefficiente di forma, $Cp = 0.80 - (-0.40) = 1.20$

Coefficiente dinamico, $Cd = 1.00$

Coefficiente di esposizione, $Ce = 2.10$

Coefficiente di esposizione topografica, $Ct = 1.00$

Altezza da terra , $h = 9.50$ m

Pressione del vento, $p = qb Ce Cp Cd = 46 * 2.10 * 1.20 * 1.00 = 116$ daN/mq

La pressione sarà applicata sia sulla sagoma trasversale della travata che sulla sagoma del traffico di altezza convenzionale 3.00 m dal piano stradale, questa ultima componente genera inoltre un momento torcente distribuito che viene associato al carico da vento.

9.7 Azioni sismiche

Si definiscono i seguenti parametri riguardanti vita nominale, classi d'uso e periodi di riferimento:

Vita nominale $V_N = 50$ anni

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso $C_U = 1.5$ (valido per classe d'uso III)

Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 75$ anni

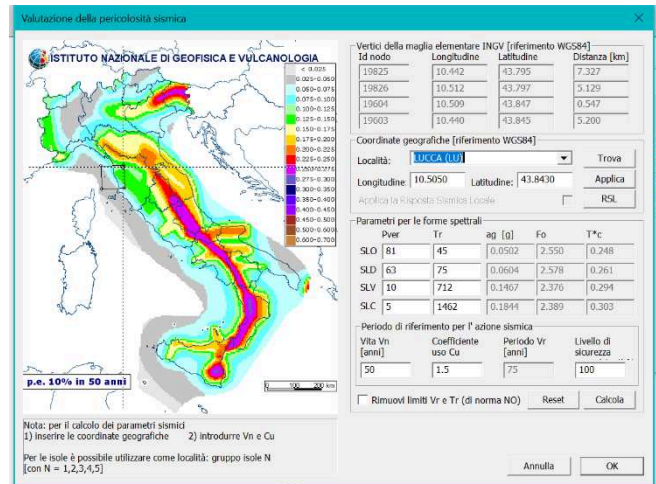
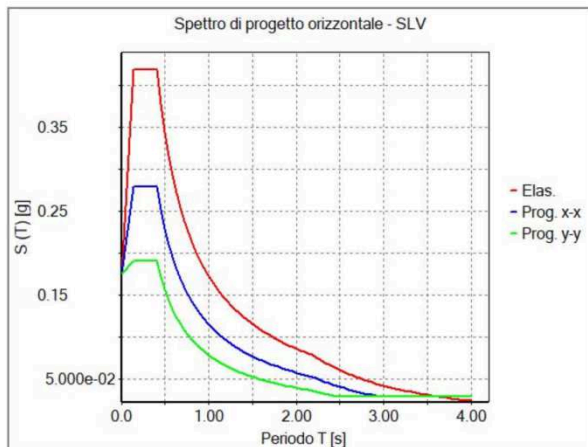
Il valore dell'accelerazione al suolo e l'identificazione dello spettro allo SLV è dato di seguito.

$ag = 0.147g$ $F0 = 2.376$ $T^*c = 0.249$

Categoria del suolo: tipo B.

Coefficiente topografico: categoria T1.

$Ss = 1.20$ $Cc = 1.40$ $ST = 1.00$



Fattori di comportamento q_{0x} q_{0y} q_{0z}

In ottemperanza al punto 7.9.2.1 dell'NTC 2018 la struttura è progettata con comportamento dissipativo in classe di duttilità media per quanto riguarda le pile mentre l'impalcato è progettato in comportamento non dissipativo.

Per quanto riguarda la risposta sismica delle pile si individuano due differenti comportamenti in senso longitudinale Y la sezione (rettangolare B800 H70 cm) presenta un alto grado di duttilità essendo

$$\text{Alfa} = L/H = 900/70 \gg 3.00 \quad \text{quindi } \text{Lambda} = 1$$

$$\text{Dalla tabella 7.3.II} \quad q_{0y} = 3.50$$

Mentre in direzione X

$$\text{Alfa} = L/H = 900/800 = 1.125 \quad \text{quindi } \text{Lambda} = 0.61$$

$$\text{Da cui } q_{0x} = 2.14$$

In tutte le combinazioni è sempre rispettata la condizione

$$V_k = N_{ed}/A_c \cdot f_{ck} < 0.30$$

Nonché il criterio di regolarità.

In maniera cautelativa sono stati adottati i seguenti Fattori di comportamento:

$$q_{0x} = 1.50 \quad q_{0y} = 2.20 \quad q_{0z} = 1.50$$

Di sopra sono riportati i relativi Spettri di risposta. Allo Stato Limite Ultimo SLV.

10 Combinazioni di carico

10.1 Combinazioni per gli SLU

Con riferimento al §5.1.3.14 del NTC 2018, ed alle tabelle riportate nel seguito, si sono impiegate nei calcoli di verifica le seguenti combinazioni allo SLU.

Coefficienti di combinazione:

Per quanto riguarda i carichi mobili, la simultaneità dei sistemi di carico definiti nella Norma (modelli di carico 1, 2, 3, 4, 6 - forze orizzontali - carichi agenti su ponti pedonali), deve essere tenuta in conto considerando i “gruppi di azioni” definiti nella tabella seguente.

Ognuno dei “gruppi di azioni”, indipendente dagli altri, deve essere considerato come azione caratteristica per la combinazione con gli altri carichi agenti sul ponte.

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schema di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite ultimi, definite al punto 2.5.3 del D.M. 17 gennaio 2018, sono espresse complessivamente dalle seguenti relazioni:

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

Dove:

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

E è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;

P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;

$\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$ sono i coefficienti parziali delle azioni agli SLU;

ψ_0, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili;

I valori dei coefficienti $\psi_0, \gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$ sono riportati nelle tabelle sottostanti:

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

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

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

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

10.2 Combinazioni per gli SLE

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite di esercizio SLE, sono invece espresse dalla seguente relazione di limitazione delle tensioni, in combinazione di carico caratteristica

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

11 Analisi strutturale e fasi di calcolo

11.1 Analisi Statica e Dinamica Sismica Globale

Il viadotto in oggetto è stato studiato analizzando tre modelli FEM distinti generati utilizzando sia elementi Beam che elementi Shell e Boundary

Il primo Modello rappresenta la sola struttura metallica considerata portante per la fase di getto della soletta, quindi in questa fase compaiono: il peso proprio dell'acciaio della struttura (con peso specifico amplificato del 5% per tenere conto dei dettagli di giunto) e come carico accidentale (che diverrà poi permanente) solamente le predalles ed il successivo getto di completamento fino allo spessore di 30 cm.

Per questo Modello sarà utilizzata l'Analisi Statica Lineare sia in campo fisico che geometrico..

$Q_{\text{getto}} = 0.30 \cdot 2500 = 750 \text{ daN/mq}$ Tipo G1 Gamma = 1.35

In questa configurazione la struttura metallica sopporta integralmente la soletta di impalcato senza averne collaborazione quindi anche i connettori sono in questa fase completamente scarichi.

Il livello tensionale rilevato in questa fase nella struttura metallica sarà poi sommato punto per punto a quelli desunti nella fase finale quando la sezione mista sarà pienamente collaborante.

Il secondo Modello studiato rappresenta l'intera struttura completa di soletta connessa e collaborante, delle pile e degli elementi boundary elastici che modellano i vincoli sulle spalle di estremità.

Su questo modello la soletta in c.a. è modellata con Modulo elastico istantaneo in quanto i soli carichi di lunga durata che dovrebbero essere valutati con modulo ridotto sono solamente le finiture di impalcato (circa 290 daN/mq) carico modesto per il quale la differenza di valutazione tra modello a tempo Zero e tempo Infinito non sposta sostanzialmente lo stato tensionale finale e può essere trascurato in questo dimensionamento preliminare. In questo modello sono studiate le combinazioni di carico agli SLU STR ed SLE derivanti dalle finiture di impalcato come permanenti e come variabili i carichi da: traffico, Vento, Termica, Frenatura. Ponendo pari a zero il contributo dei carichi permanenti strutturali (Travature metalliche e soletta collaborante già messi a conto nel modello1)

Per questo Modello sarà utilizzata l'Analisi Statica Lineare sia in campo fisico che geometrico.

I risultati desunti da questo modello saranno poi combinati con quelli del modello1 per tutte le verifiche dell'impalcato metallico mentre sono già esaustivi per lo stato tensionale della soletta.

Il terzo modello rappresenta la struttura nella sua completezza e sarà analizzato per tutti i carichi sia permanenti che accidentali da traffico, vento, termica, frenatura oltre che per i carichi da Sisma.

Per questo Modello verrà utilizzata l'Analisi Dinamica Lineare col metodo dello Spettro di Risposta per lo studio del comportamento della Strutture nei riguardi del Sisma.

Questo modello sarà fondamentalmente utilizzato per il dimensionamento delle fondazioni Pile e Spalle e vincoli del Ponte.

11.2 Modellazione dei materiali

Per l'analisi elastica globale i materiali costituenti la struttura sono considerati elastici omogenei ed isotropi e con comportamento lineare.

Acciaio

$E = 210000 \text{ MPa}$ modulo di elasticità

$\nu = 0.30$ coefficiente di Poisson

$G = 80769 \text{ MPa}$ modulo di elasticità trasversale

$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ coefficiente di espans. termica lineare

$\rho = 7850 \cdot 1.05 = 8240 \text{ kg/m}^3$ densità amplificata.

Calcestruzzo

E modulo di elasticità Istantaneo = $306'000 \text{ daN/cm}^2$

$G = 127'000 \text{ daN/cm}^2$

$\nu = 0.20$ coefficiente di Poisson

$\alpha = 1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ coefficiente di espansione termica lineare

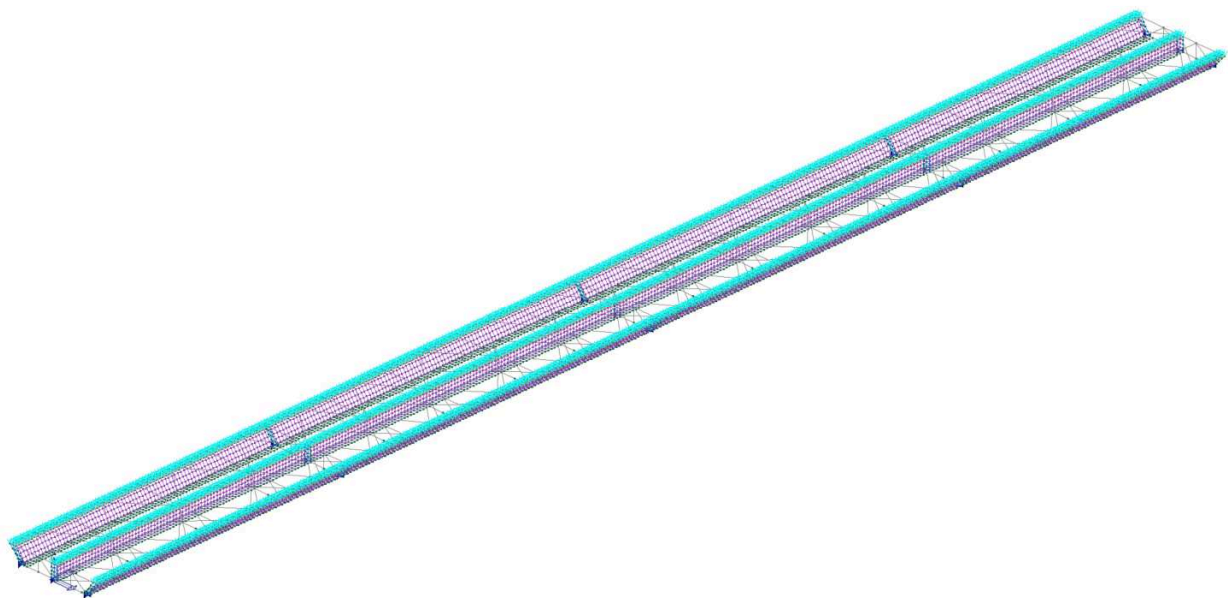
$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ densità

Verifiche Impalcato.

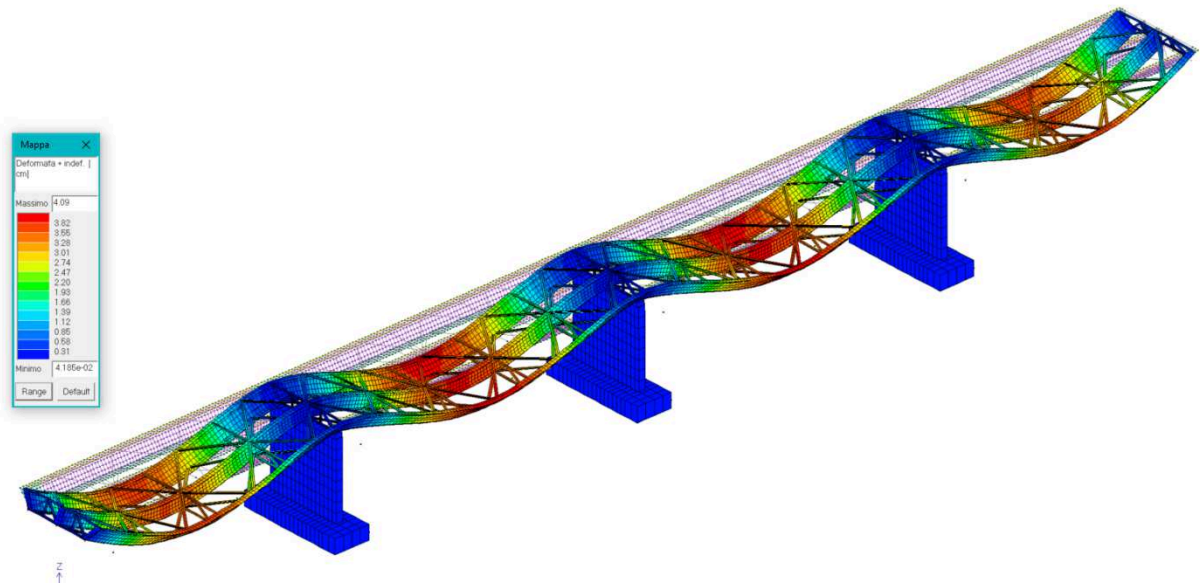
12. Modelli di calcolo e Verifiche Impalcato

Di seguito illustreremo brevemente i dettagli dei vari modelli analizzati, le azioni messe a conto per ognuno di questi e le relative combinazioni analizzate per i vari Stati Limite Ultimi e di Esercizio.

12.1 Modello 1 Fase di getto:

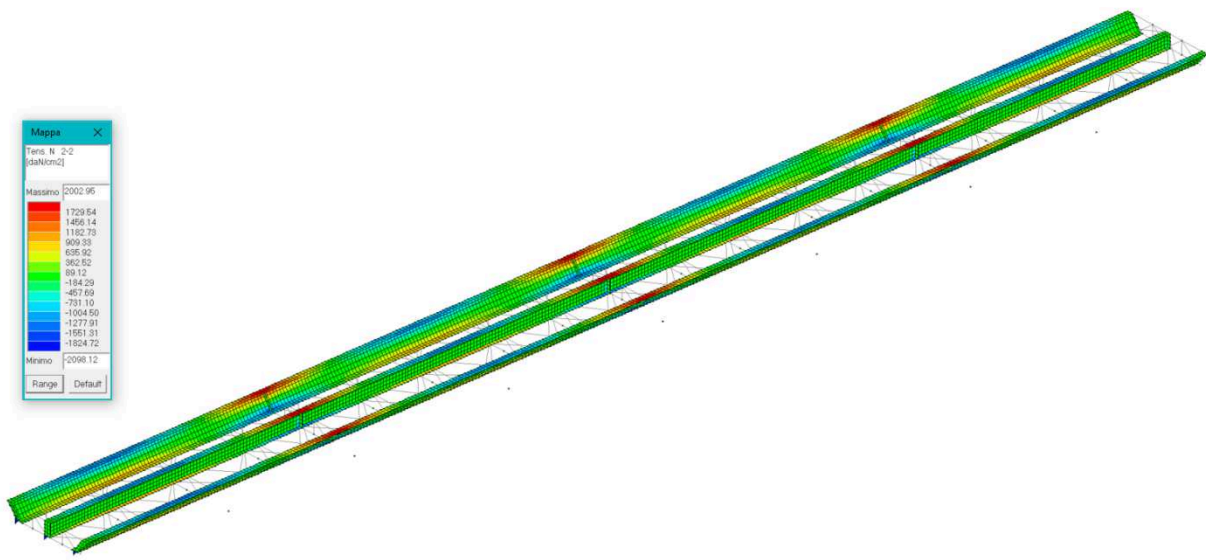


Modello 1 caricato dalla soletta in fase di getto la ripartizione dei carichi tra la trave centrale e le laterali rispetta lo schema trasversale a trave continua su tre appoggi con sbalzi.



Deformata Comb.1 Peso Acciaio*1.00 +Getto *1.00

Freccia massima è pari a 4.09 cm , questo è il dato di cui si dovrà tenere conto per le contromonte da dare in officina durante la costruzione del cassone.



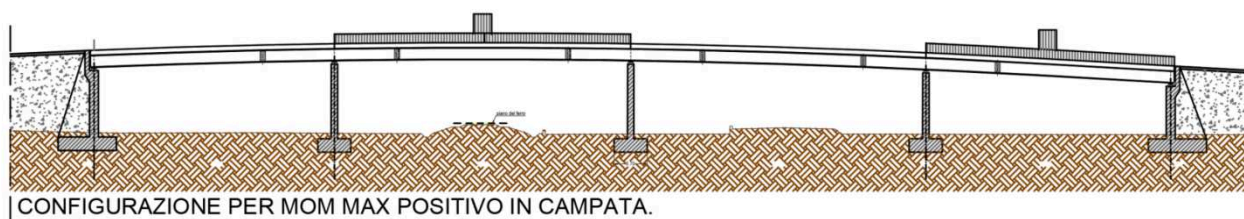
Stato tensionale Sigma22 : in Comb.2 Peso Acciaio*1.35 +Getto *1.35

Questo è lo stato tensionale che sarà nel seguito sommato alle varie combinazioni analizzate nel Modello2.

12.2 Modello 2 Soletta gettata e maturata $E_{c,0}$:

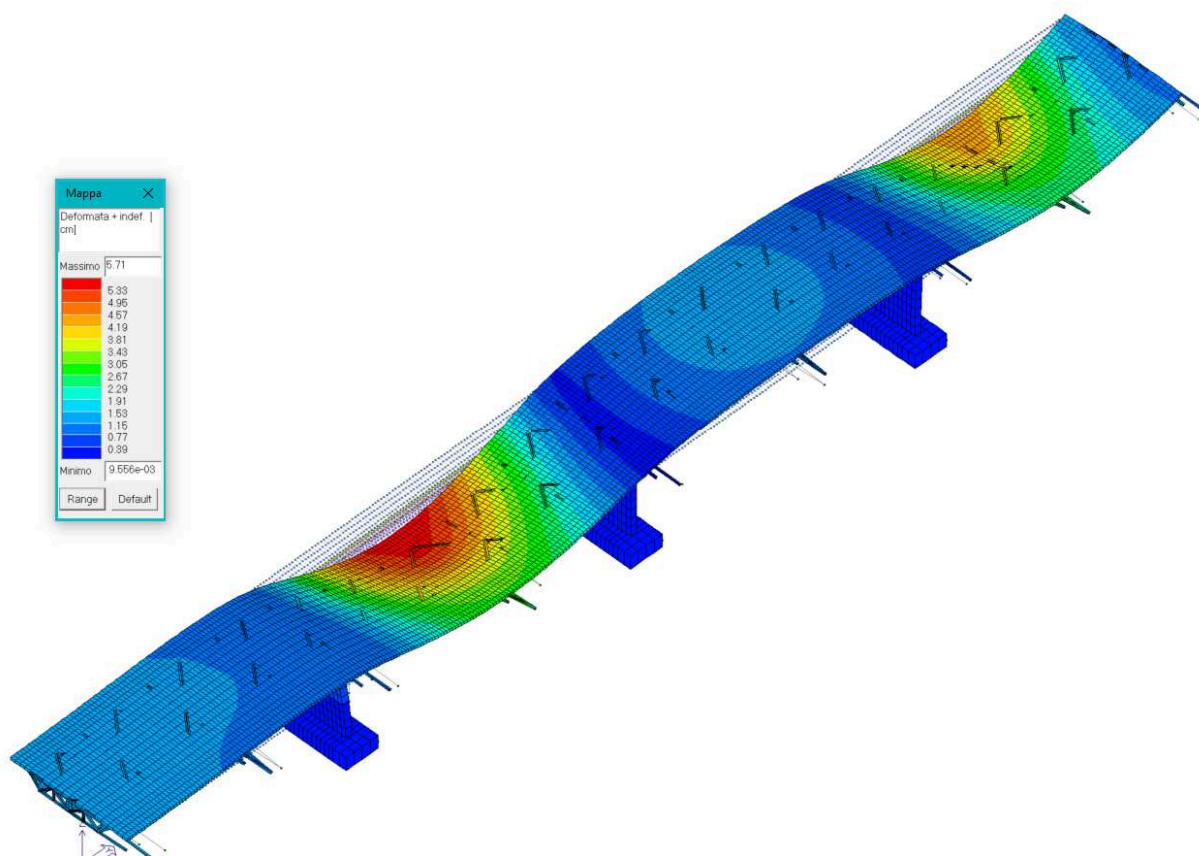
12.2.1 Combinazione 1 di massimo momento positivo in campata.

	PP str	Fin.Im	Max Pos	Max. Neg	Max.Pila	Vento Tr	Max Spall	T° +25	Frenatura
Comb. SLU A1 1	1	0	1.35	1.35	0	0	0.81	0	0.81

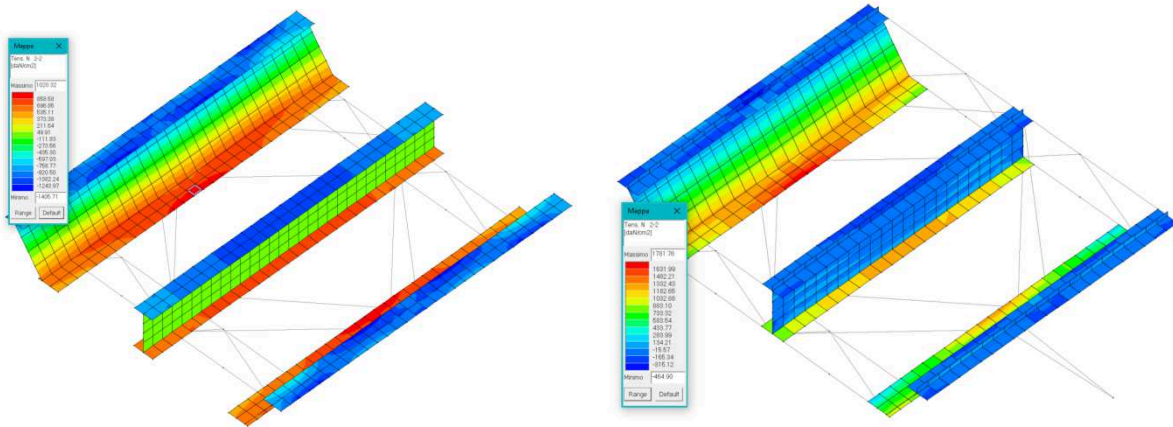


In questo modello andiamo ad indagare e verificare la sezione di mezzeria della prima campata da 33 m dove sono posizionati eccentrici i carichi tandem, dove si sviluppa il massimo flettente positivo ed il massimo torcente.

Di seguito la deformata della struttura sotto questa combinazione dei carichi.



Stato tensionale del concio centrale nei due Modelli: Sig.n.22 (longit.)



Modello 1 fase di getto

Modello 2 Cmb1 Max Mom Positivo

Entrambe le combinazioni sono già affette da relativi coeff. Gamma e Psi.

Di seguito la verifica tensionale del concio centrale.

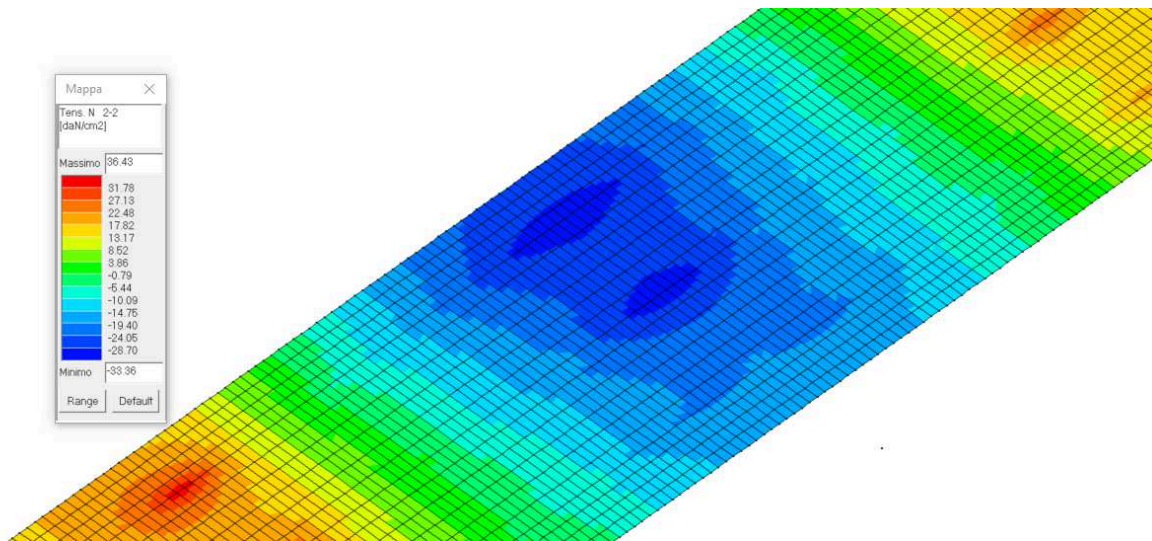
ACCIAIO: Sezione di mezzeria Campata da 33 ml					
	Mod 1 Fase di getto	Mod.2 Cmb 1 Max Pos.		Risultanti	Sig.HVM
Trave laterale					
Piattabanda Sup. Sig22	-1200.0	-276.0		-1476.0	
Piattabanda Inf. Sig22	900.0	1770.0		2670.0	
Anima Punto.Super.					
Sig.22	-1200.0	-276.0		-1476.0	
Tau.12	10.0	12.0		22.0	1476.5
Anima Punto Inf.					
Sig.22	900.0	1770.0		2670.0	
Tau.12	10.0	12.0		22.0	2670.3
Trave Centrale					
Piattabanda Sup. Sig22	-1300.0	-212.0		-1512.0	
Piattabanda Inf. Sig22	800.0	1240.0		2040.0	
Anima Punto.Super.					
Sig.22	-1300.0	-212.0		-1512.0	
Tau.12	10.0	10.0		20.0	1512.4
Anima Punto Inf.					
Sig.22	800.0	1240.0		2040.0	
Tau.12	10.0	10.0		20.0	2040.3

Acciaio di carpenteria

$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$ $f_d = f_{yk}/\gamma_{M0} = 338.1 \text{ MPa}$ per spessori $0 \text{ mm} \leq t \leq 40 \text{ mm}$

Tensioni massime sempre $< 3380 \text{ daN/cm}^2$ **Sezione Verificata**

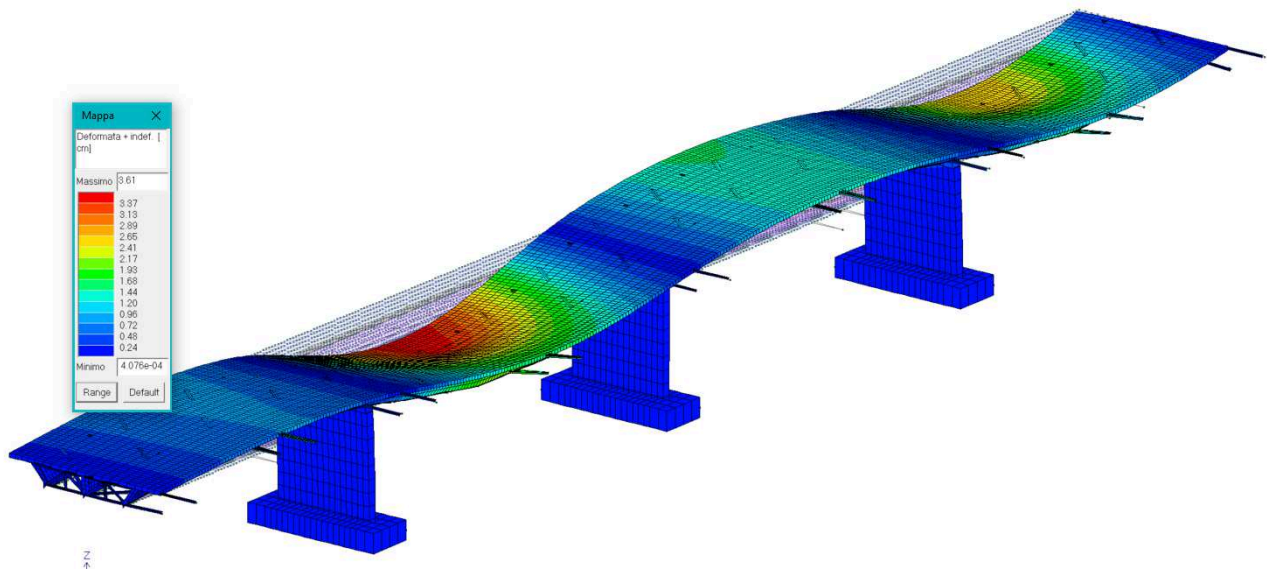
Tensione Massima di compressione nella soletta per partecipazione alla sezione mista (Globale)



Sig.c. Min. = -28.70 daN/cm² Verificata

Verifica deformativa della struttura allo Stato Limite di Esercizio per Combinazioni Rare Gamma = 1

Questa combinazione dei carichi indaga anche la freccia massima del ponte al di sopra della linea ferroviaria Le FF.SS impongono una freccia per le combinazioni rare minore di 1/700 della luce.



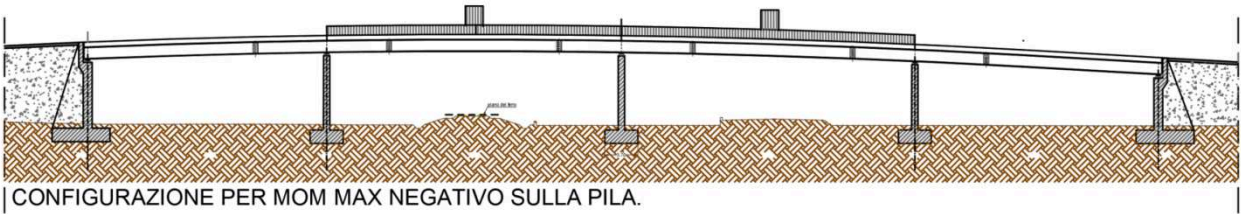
Deformata relativa ai soli Accidentali da Traffico Gamma=1.00

Freccia massima 3.6 cm paria $3300/3.6 = 916 > 700$ Verificato.

12.2.2 Combinazione 2 di massimo momento Negativo sulla Pila centrale.

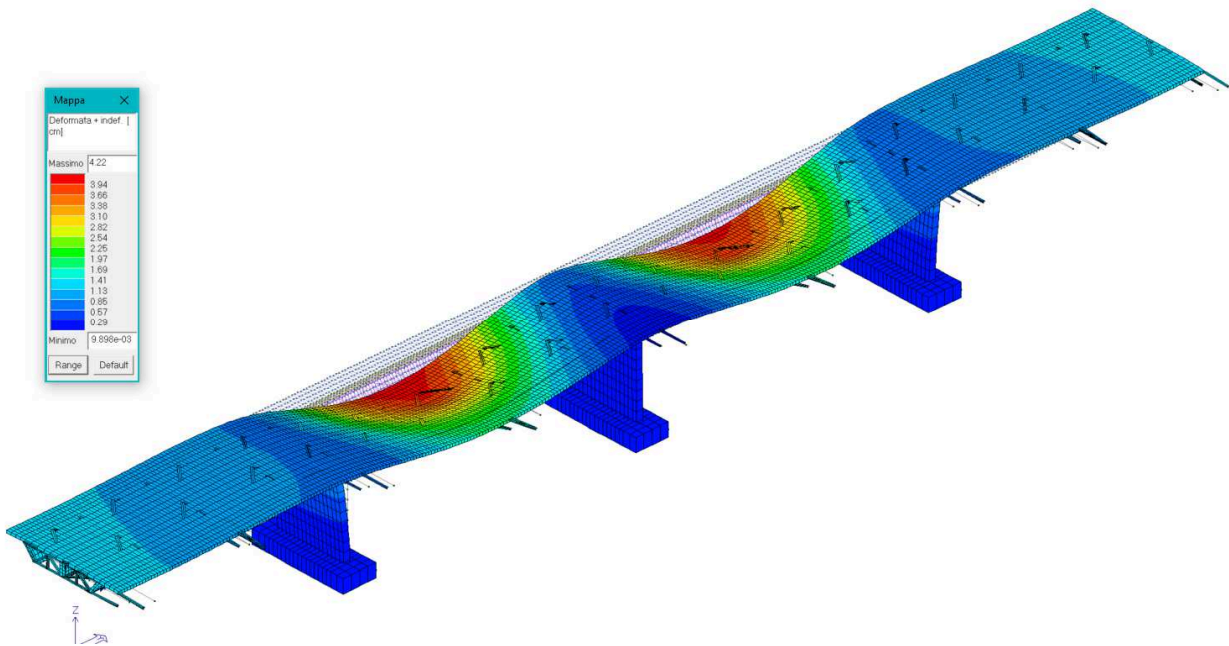
Di seguito la combinazione dei carichi analizzata nel Modello 2.

	PP str	Fin.Im	Max Pos	Max. Neg	Max.Pila	Vento Tr	Max Spall	T° +25	Frenatura
Comb. SLU A1 2	1	0	1.35	0	1.35	0	0.81	0	0.81

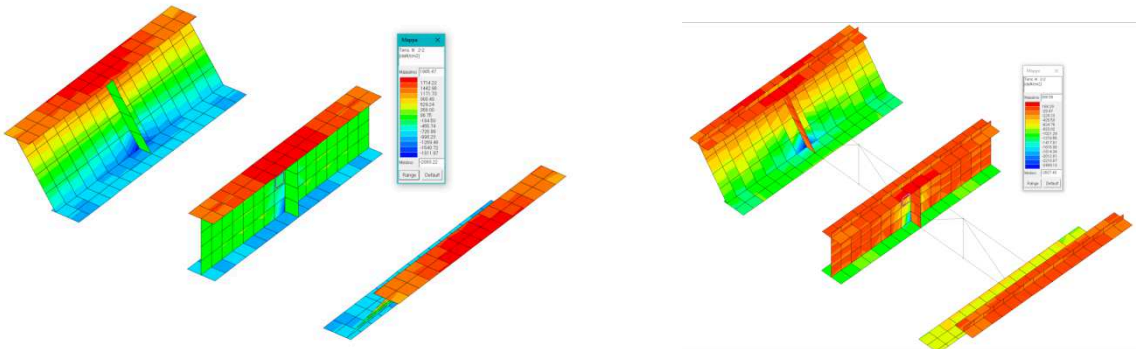


In questo modello andiamo ad indagare e verificare la sezione di appoggio sulla Pila centrale dove si svilupperà il Momento Negativo Massimo.

Di seguito la deformata della struttura sotto questa combinazione dei carichi.



Stato tensionale del concio centrale nei due Modelli: Sig.n.22 (longit.)



Modello 1 fase di getto

Modello 2 Cm21 Max Mom Negativo sulla Pila

Entrambe le combinazioni sono già affette da relativi coeff. Gamma e Psi.

Di seguito la verifica tensionale del concio di appoggio sulla Pila centrale.

ACCIAIO: Sezione di Appoggio Pila Centrale Comb.2					
	Mod 1 Fase di getto	Mod.2 Cmb 2 Max Pos.	Risultanti	Sig.HVM	
Trave laterale					
Plattabanda Sup. Sig.22	1880.0	366.0	2246.0		
Plattabanda Inf. Sig.22	-1400.0	-1500.0	-2900.0		
Anima Punto.Super.					
Sig.22	1880.0	366.0	2246.0		
Tau.12	170.0	140.0	310.0	2309.3	
Anima Punto Inf.					
Sig.22	-1400.0	-1500.0	-2900.0		
Tau.12	414.0	550.0	964.0	3346.3	
Trave Centrale					
Plattabanda Sup. Sig.22	1980.0	312.0	2292.0		
Plattabanda Inf. Sig.22	-1200.0	-1200.0	-2400.0		
Anima Punto.Super.					
Sig.22	1980.0	312.0	2292.0		
Tau.12	130.0	140.0	270.0	2339.2	
Anima Punto Inf.					
Sig.22	-1200.0	-1200.0	-2400.0		
Tau.12	370.0	390.0	760.0	2737.3	

Acciaio di carpenteria

$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$ $f_d = f_{yk}/\gamma_{M0} = 338.1 \text{ MPa}$ per spessori $0 \text{ mm} \leq t \leq 40 \text{ mm}$

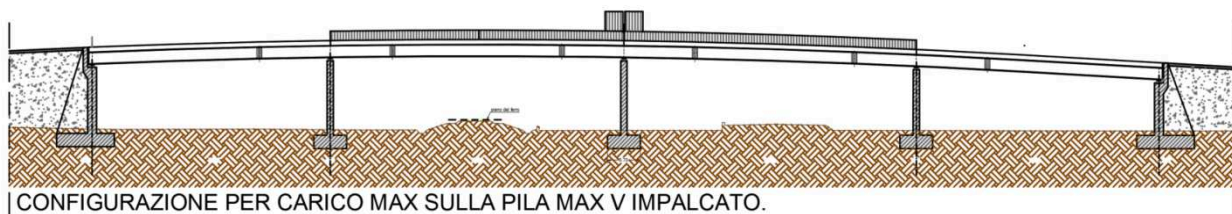
Tensioni massime sempre $< 3380 \text{ daN/cm}^2$ **Sezione Verificata**

L'armatura della soletta sarà verificata in seguito basandoci sull'involuppo di tutte le combinazioni analizzate.

12.2.3 Combinazione 3 massimo carico sulla Pila centrale.

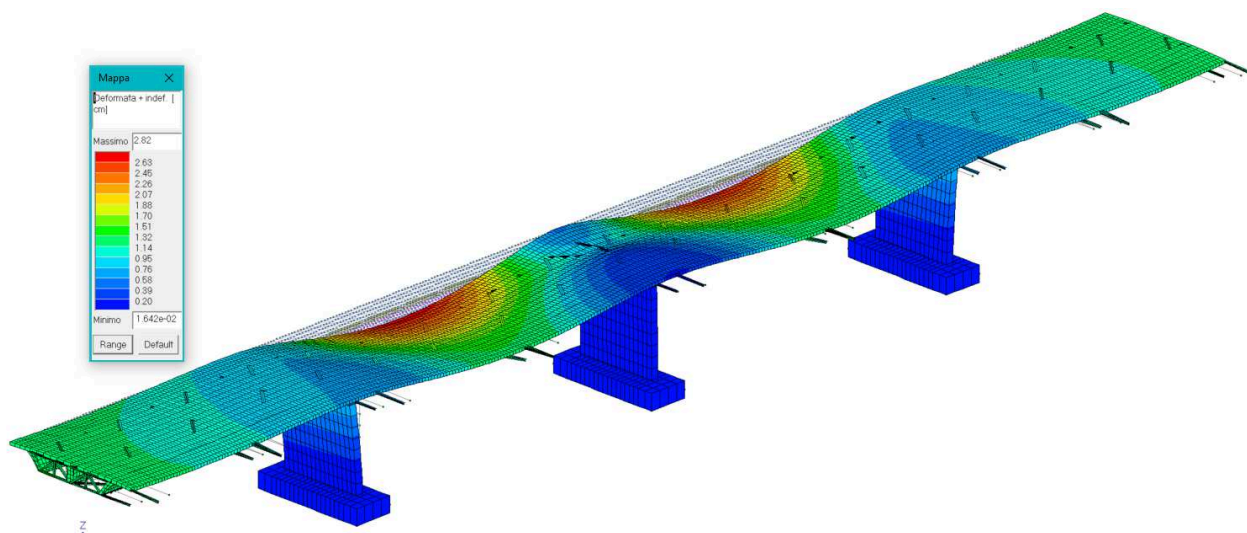
Di seguito la combinazione dei carichi analizzata nel Modello 2.

	PP str	Fin.Im	Max Pos	Max. Neg	Max.Pila	Vento Tr	Max Spall	T° +25	Frenatura
Comb. SLU A1 3	1	0	1.35	0	0	1.35	0.81	0	0.81

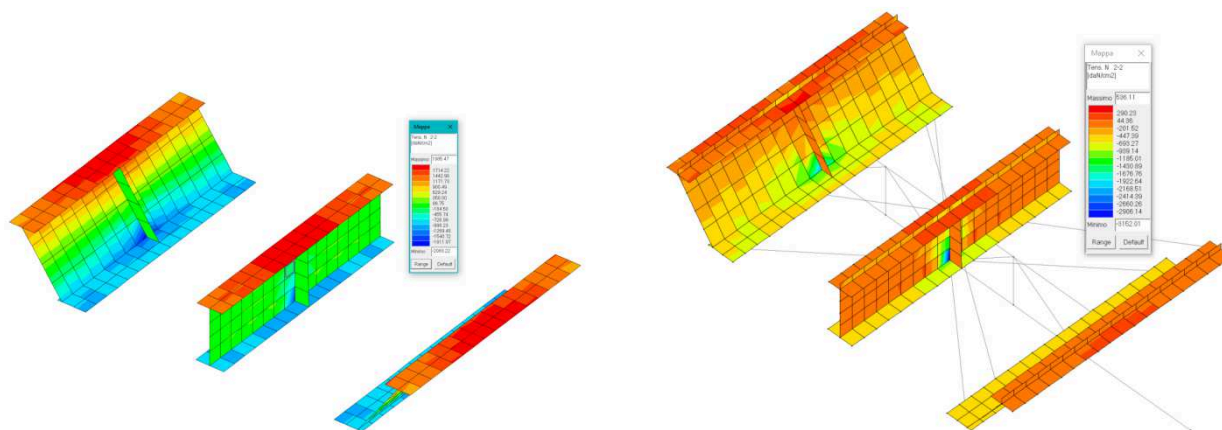


In questo modello analogo al precedente i carichi tandem sono posizionati a cavallo della pila centrale per massimizzare il carico sulla stessa e lo sforzo di taglio sulla travata.

Di seguito la deformata della struttura sotto questa combinazione dei carichi.



Stato tensionale del concio centrale nei due Modelli: Sig.n.22 (longit.)



Modello 1 fase di getto

Modello 2 Cm21 Max Mom Negativo sulla Pila

Entrambe le combinazioni sono già affette da relativi coeff. Gamma e Psi.

Di seguito la verifica tensionale del concio di appoggio sulla Pila centrale.

ACCIAIO: Sezione di Appoggio Pila Centrale Comb.3				
	Mod 1 Fase di getto	Mod.2 Cmb 2 Max Pos.	Risultanti	Sig.HVM
Trave laterale				
Piattabanda Sup. Sig22	1880.0	535.0	2415.0	
Piattabanda Inf. Sig22	-1400.0	-1260.0	-2660.0	
Anima Punto.Super.				
Sig.22	1880.0	535.0	2415.0	
Tau.12	170.0	140.0	310.0	2474.0
Anima Punto Inf.				
Sig.22	-1400.0	-1260.0	-2660.0	
Tau.12	414.0	576.0	990.0	3164.8
Trave Centrale				
Piattabanda Sup. Sig22	1980.0	260.0	2240.0	
Piattabanda Inf. Sig22	-1200.0	-1050.0	-2250.0	
Anima Punto.Super.				
Sig.22	1980.0	260.0	2240.0	
Tau.12	130.0	145.0	275.0	2290.1
Anima Punto Inf.				
Sig.22	-1200.0	-1050.0	-2250.0	
Tau.12	370.0	570.0	940.0	2777.3

Acciaio di carpenteria

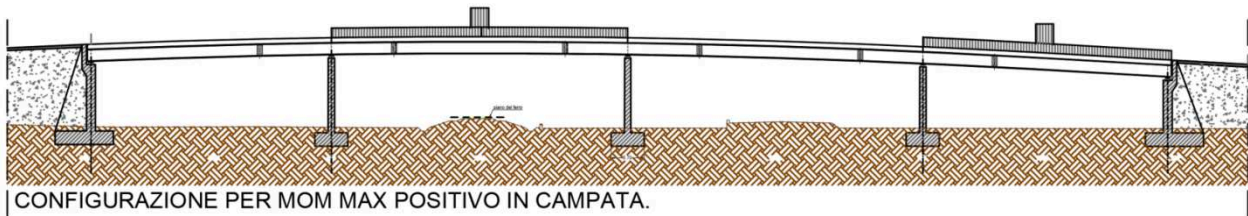
$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$ $f_d = f_{yk}/\gamma_{M0} = 338.1 \text{ MPa}$ per spessori $0 \text{ mm} \leq t \leq 40 \text{ mm}$

Tensioni massime sempre $< 3380 \text{ daN/cm}^2$ **Sezione Verificata**

L'armatura della soletta sarà verificata in seguito basandoci sull'involuppo di tutte le combinazioni analizzate.

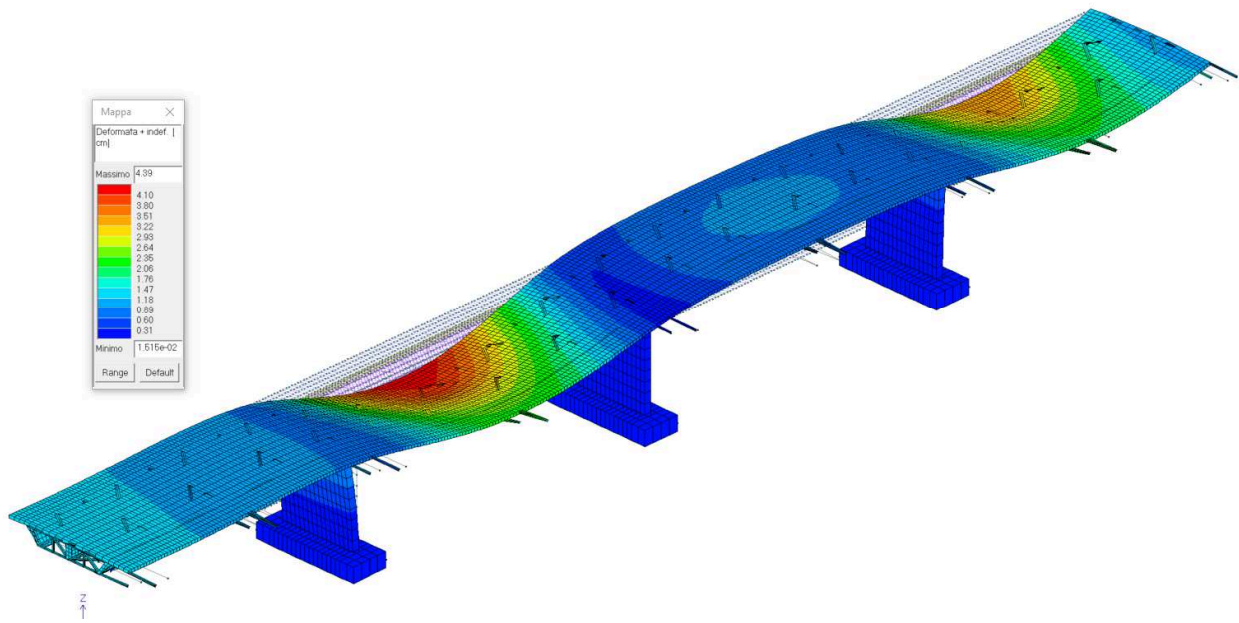
12.2.4 Combinazione 4 Vento Trasversale Valore caratteristico associato a Traffico per massimo momento positivo in campata.

		PP str	Fin.Im	Max Pos	Max. Neg	Max.Pila	Vento Tr	Max Spall	T° +25	Frenatura
Comb. SLU A1 4	1	0	1.35	1	0	0	1.35	0	0.81	0

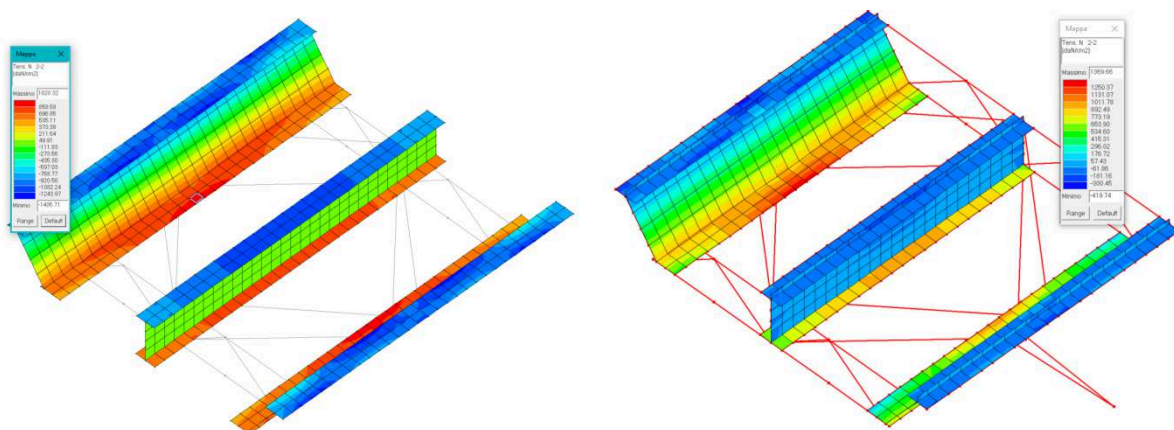


In questo modello andiamo ad indagare e verificare la prima campata da 33 m dove sono posizionati eccentrici i carichi tandem dove avremo l’effetto massimo del momento torcente amplificato dal vento trasversale

Di seguito la deformata della struttura sotto questa combinazione dei carichi.



Stato tensionale del concio centrale nei due Modelli: Sig.n.22 (longit.)



Modello 1 fase di getto

Modello 2 Cmb 4 Vento Tr Max Mom Positivo

Entrambe le combinazioni sono già affette da relativi coeff. Gamma e Psi.

Di seguito la verifica tensionale del concio centrale.

ACCIAIO: Sezione di mezzzeria Campata da 33 ml Comb . 4 Vento Trasversale					
	Mod 1 Fase di getto	Mod.2 Cmb 1 Max Pos.	Risultanti	Sig.HVM	
Trave laterale					
Piattabanda Sup. Sig22	-1200.0	-420.0	-1620.0		
Piattabanda Inf. Sig22	900.0	1140.0	2040.0		
Anima Punto.Super.					
Sig.22	-1200.0	-420.0	-1620.0		
Tau.12	10.0	12.0	22.0	1620.4	
Anima Punto Inf.					
Sig.22	900.0	1140.0	2040.0		
Tau.12	10.0	12.0	22.0	2040.4	
Trave Centrale					
Piattabanda Sup. Sig22	-1300.0	-150.0	-1450.0		
Piattabanda Inf. Sig22	800.0	1240.0	2040.0		
Anima Punto.Super.					
Sig.22	-1300.0	-150.0	-1450.0		
Tau.12	10.0	10.0	20.0	1450.4	
Anima Punto Inf.					
Sig.22	800.0	1240.0	2040.0		
Tau.12	10.0	10.0	20.0	2040.3	

Il comportamento della struttura sotto questa combinazione dei carichi è molto simili a quello per la comb.1 ma con impegni tensionali sensibilmente inferiori.

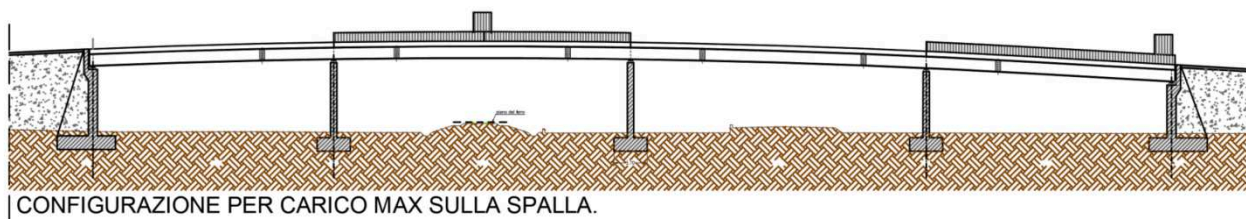
Acciaio di carpenteria

$$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa } f_d = f_{yk}/\gamma_{M0} = 338.1 \text{ MPa per spessori } 0 \text{ mm} \leq t \leq 40 \text{ mm}$$

Tensioni massime sempre < 3380 daN/cm² **Sezione Verificata**

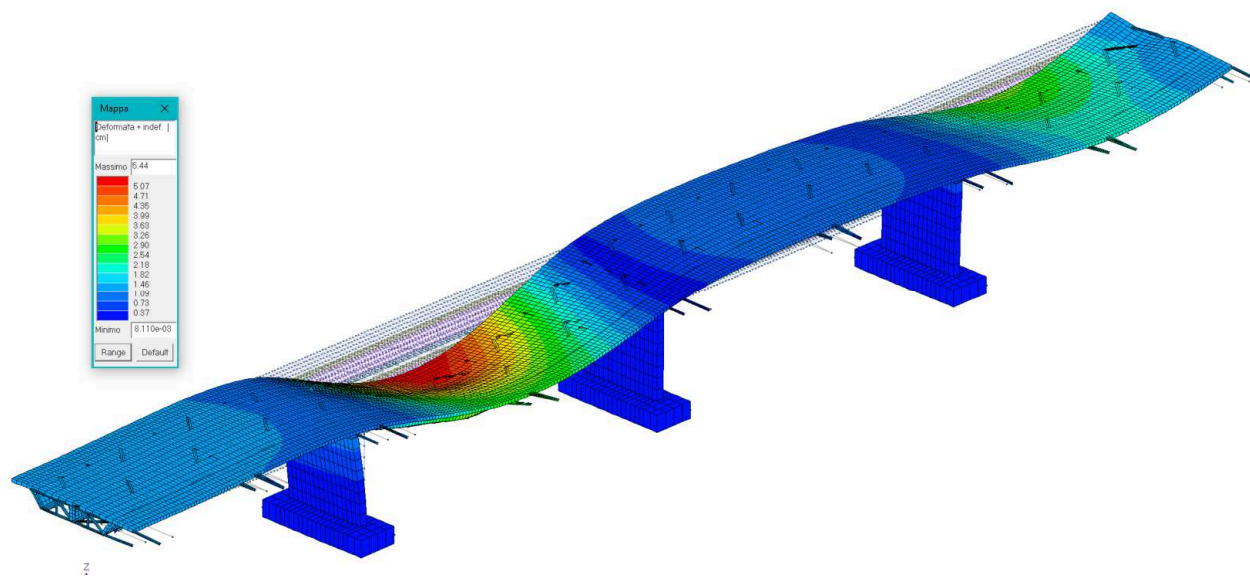
12.2.5 Combinazione 5 Configurazione per dare il massimo carico sulla spalla ed il massimo taglio all'appoggio.

	PP str	Fin.Im	Max Pos	Max. Neg	Max.Pila	Vento Tr	Max Spall	T° +25	Frenatura
Comb. SLU A1 5	1	0	1.35	0	0	0	0.81	1.35	0

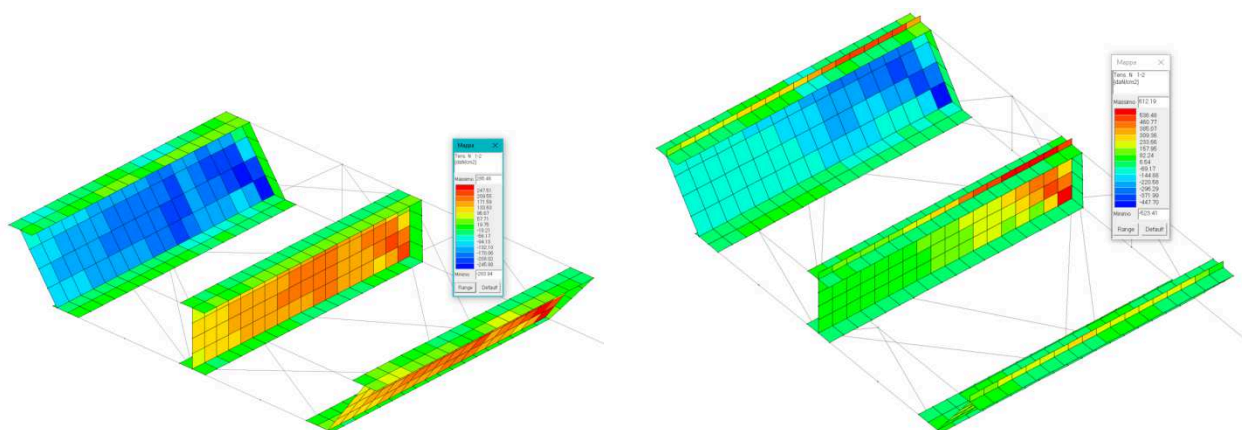


In questo modello andiamo ad indagare e verificare il primo concio della campata da 27 m dove sono posizionati eccentrici i carichi tandem dove avremo lo sforzo di taglio massimo.

Di seguito la deformata della struttura sotto questa combinazione dei carichi.



Stato tensionale del concio di estremità nei due Modelli: Tau.12



Modello 1 fase di getto

Modello 2 Cmb 5 Vento Tr Max Mom Positivo

Entrambe le combinazioni sono già affette da relativi coeff. Gamma e Psi.

Nelle immagini sopra riportate viene evidenziata la componente Tau 1-2 infatti si nota l'andamento della tensione massima lungo la diagonale compressa del pannello d'anima delle travi

Di seguito la verifica tensionale.

ACCIAIO: Sezione di mezzeria Campata da 33 ml					
	Mod 1 Fase di getto	Mod.2 Cmb 1 Max Pos.		Risultanti	Sig.HVM
Trave laterale					
Piattabanda Sup. Sig22	10.0	262.0		272.0	
Piattabanda Inf. Sig22	180.0	290.0		470.0	
Anima Punto.Super.					
Sig.22	10.0	262.0		272.0	
Tau.12	135.0	85.0		220.0	468.2
Anima Punto Inf.					
Sig.22	180.0	290.0		470.0	
Tau.12	285.0	523.0		808.0	1476.3
Trave Centrale					
Piattabanda Sup. Sig22	16.0	-105.0		-89.0	
Piattabanda Inf. Sig22	116.0	161.0		277.0	
Anima Punto.Super.					
Sig.22	16.0	-105.0		-89.0	
Tau.12	120.0	251.0		371.0	648.7
Anima Punto Inf.					
Sig.22	116.0	161.0		277.0	
Tau.12	240.0	540.0		780.0	1379.1

Il comportamento della struttura sotto questa combinazione dei carichi è molto simile a quello per la comb.2 ma con impegni tensionali sensibilmente inferiori.

Acciaio di carpenteria

$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$ $f_d = f_{yk}/\gamma_{M0} = 338.1 \text{ MPa}$ per spessori $0 \text{ mm} \leq t \leq 40 \text{ mm}$

Tensioni massime sempre $< 3380 \text{ daN/cm}^2$ **Sezione Verificata**

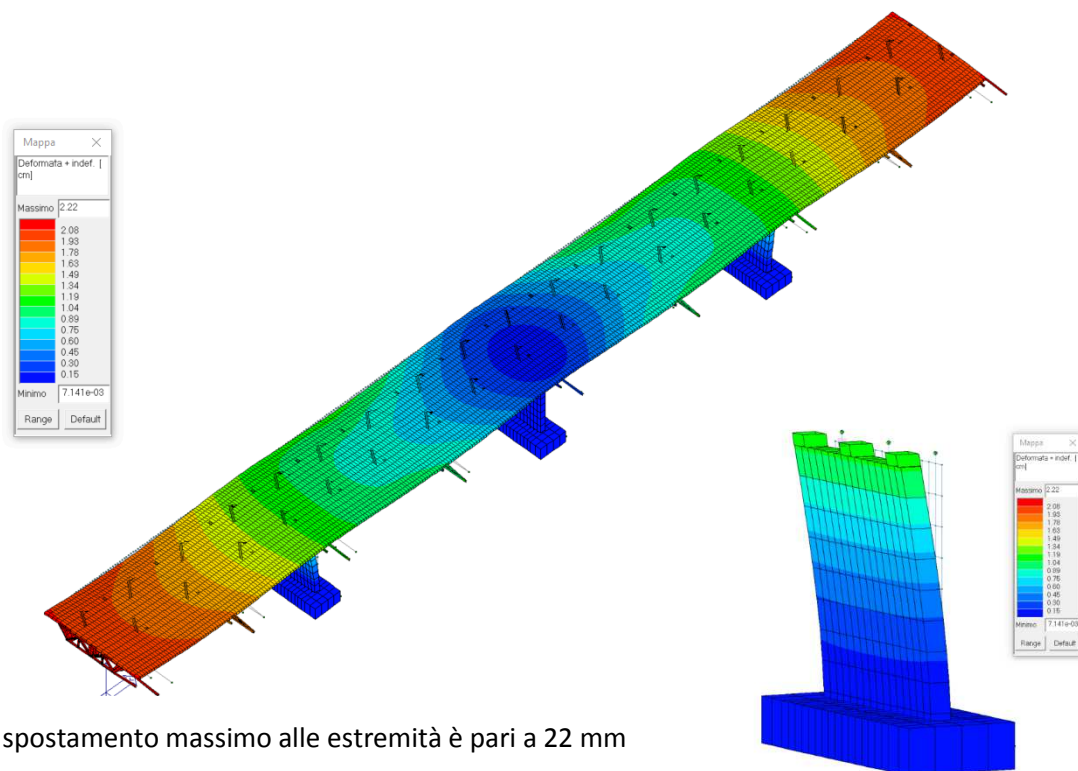
12.2.6 Combinazione 6 Configurazione Variazione Termica Uniforme + 25 °.

		PP str	Fin.Im	Max Pos	Max. Neg	Max.Pila	Vento Tr	Max Spall	T° +25	Frenatura
Comb. SLU A1 6	1	0	1.35	0	0	0	0.81	1	1.35	0



In questo modello andiamo ad indagare e verificare la compatibilità della massima variazione termica uniforme sul ponte +/- 25° dalla temperatura di posa considerata pari a mediamente 17°.

Di seguito la deformata della struttura sotto questa combinazione dei carichi.



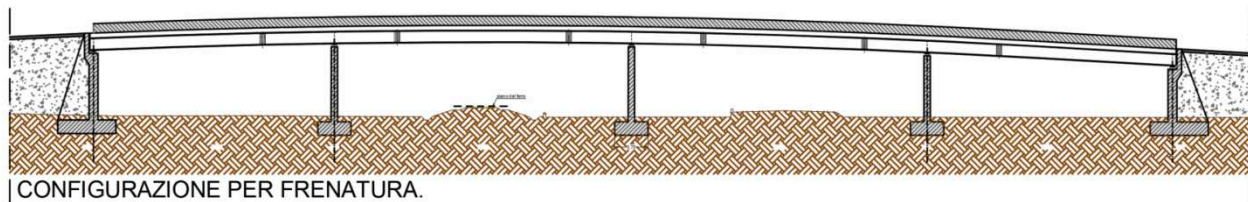
Lo spostamento massimo alle estremità è pari a 22 mm

Lo spostamento massimo testa Pila = 10.7 mm

La Verifica delle Pile e delle Spalle sarà condotta nel modello 3 combinando gli effetti dei carichi verticali ed orizzontali con l'evento sismico di progetto.

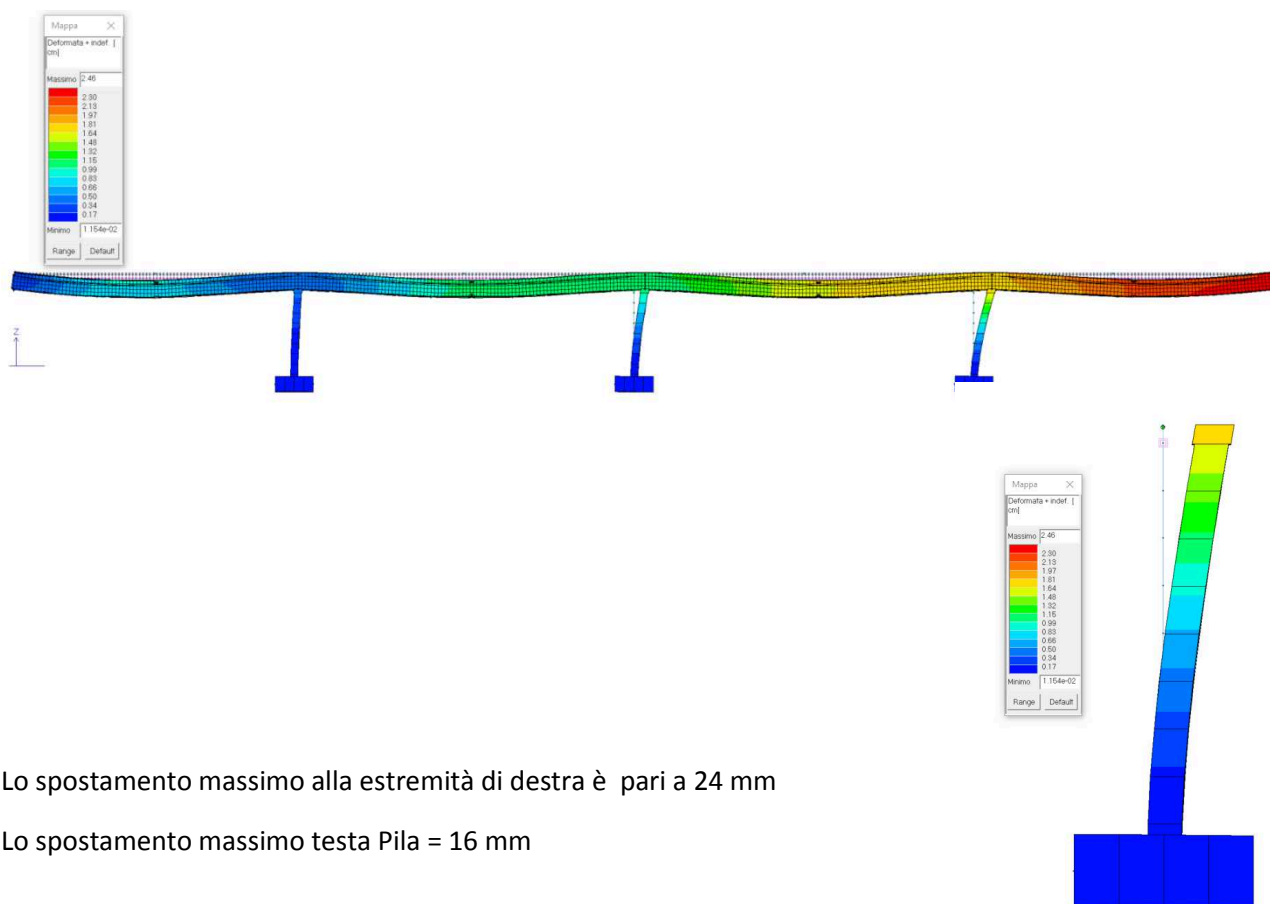
12.2.7 Combinazione 7 Configurazione Caratteristica Frenatura .

	PP str	Fin.Im	Max Pos	Max. Neg	Max.Pila	Vento Tr	Max Spall	T° +25	Frenatura	
Comb. SLU A1 7	1	0	1.35	0	0	0	0.81	0	0.81	1.35



In questo modello il carico principale caratteristico è la Frenatura longitudinale combinata con il valore frequente dei carichi da traffico sulla colonna 1 come da par 5.1.3.5 NTC2018 .

Di seguito la deformata della struttura sotto questa combinazione dei carichi.



Lo spostamento massimo alla estremità di destra è pari a 24 mm

Lo spostamento massimo testa Pila = 16 mm

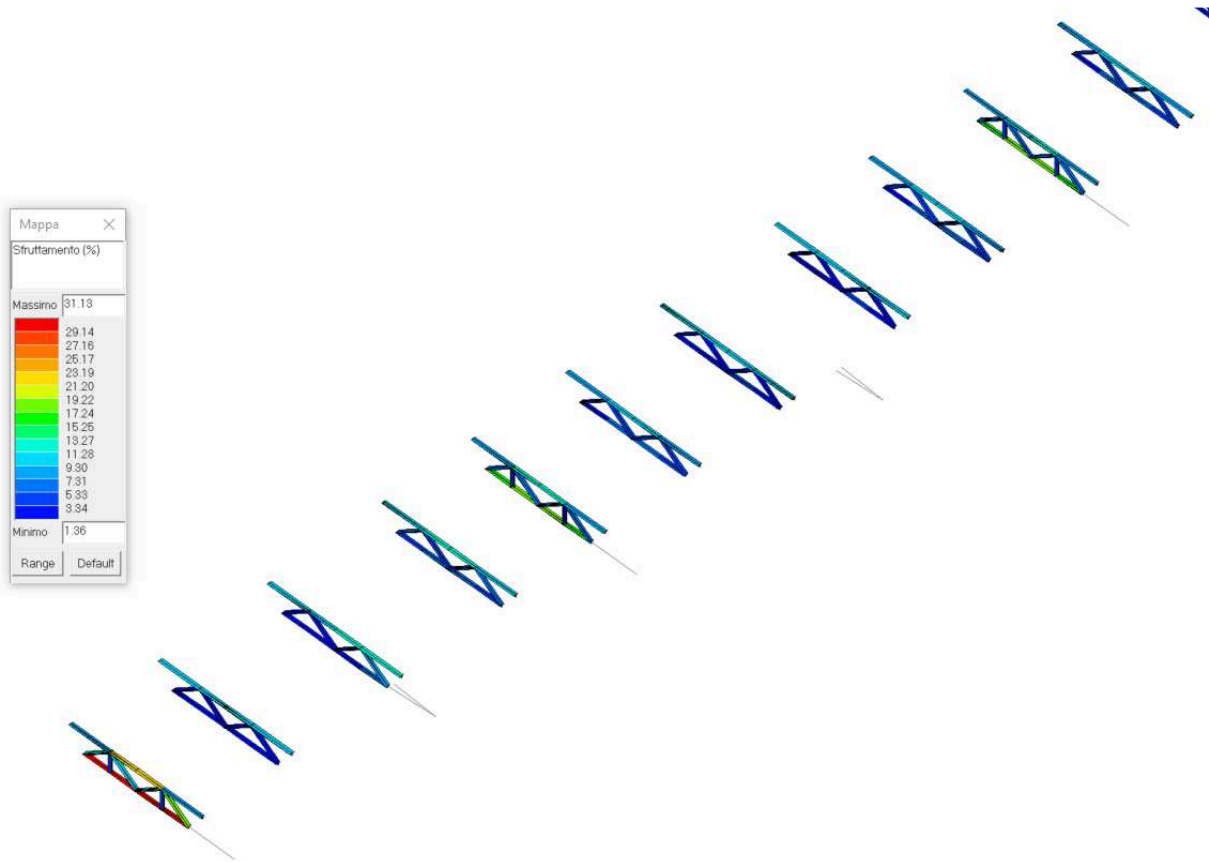
La Verifica delle Pile e delle Spalle sarà condotta nel modello 3 combinando gli effetti dei carichi verticali ed orizzontali con l'evento sismico di progetto.

12.3 Verifica dei Diaframmi e dei Controventi: (cond. non sismiche)

I diaframmi, sia correnti che di appoggio, ed i controventi sono realizzati da strutture reticolari formate da due L 120x120x12 S355 accoppiate per imbottitura, i diaframmi sono impegnati come ripartitori delle azioni tra le tre travi portanti, mentre i controventi assolvono primariamente funzioni torsionali per l'impalcato ed essendo disposti complanari alle piattabande superiore ed inferiore assorbono di conseguenza anche tensioni di trazione o compressione derivanti dalle azioni flettenti. Tutto questo sia in fase di getto che in fase di esercizio per questo motivo, facendo loro parte della struttura metallica, l'impegno di ogni singola membratura dovrà essere la somma dei due impegni nel Modello 1 e nel Modello 2.

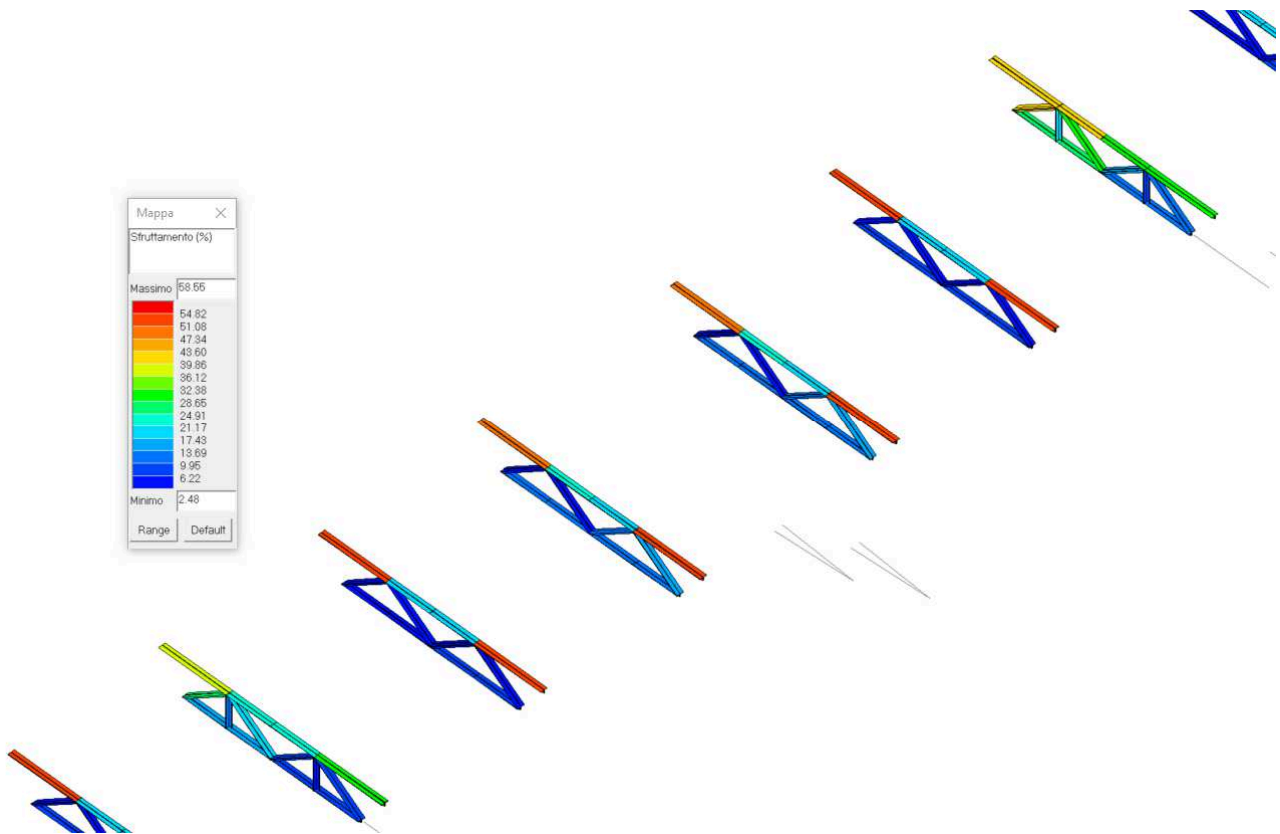
12.3.1 Verifica dei Diaframmi:

Modello 1 fase di getto : Sfruttamento % DIAFRAMMI



In questo modello le aste più impegnate sono al lembo inferiore dei diaframmi di appoggio con uno sfruttamenti massimo del 31%

Modello 2 Carichi Variabili e da Traffico : Sfruttamento % DIAFRAMMI

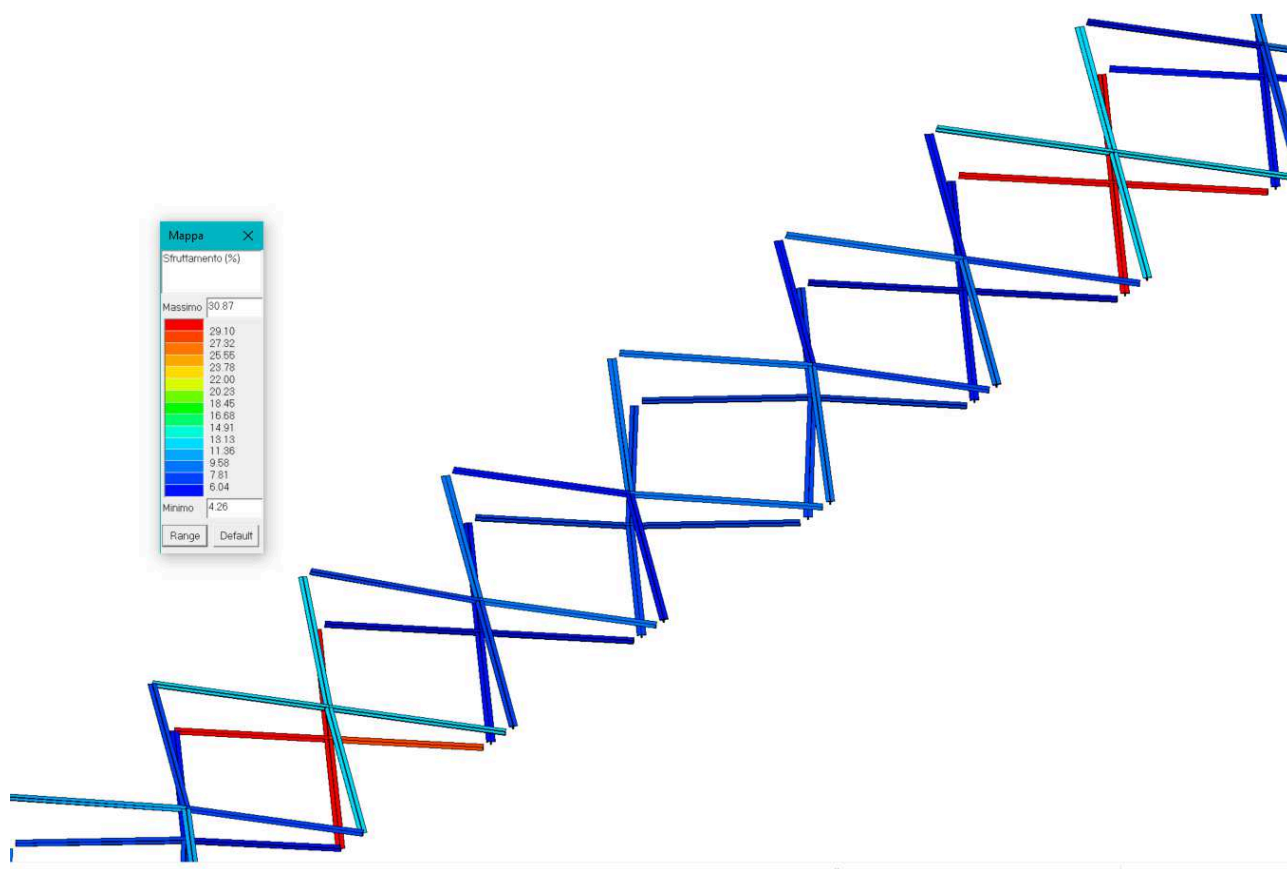


In questo modello le aste più impegnate sono le aste esterne al lembo superiore dei diaframmi vicino agli appoggi con uno sfruttamento massimo del 58%

Per cui anche sommando virtualmente gli sfruttamenti percentuali di verifica, le aste risultano sempre tutte verificate, Questo in favore di sicurezza in quanto il massimi di verifica nei due modelli non si riferiscono mai alle stesse membrature.

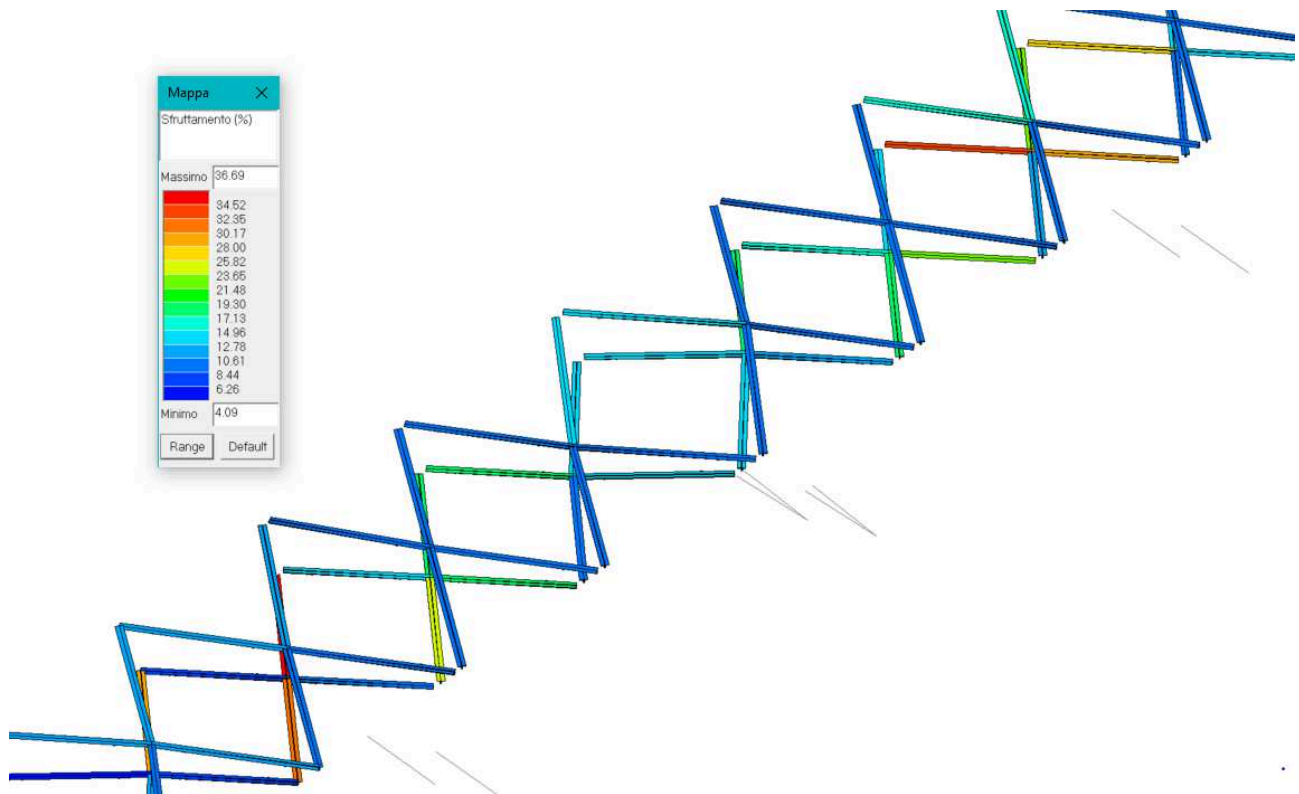
12.3.2 Verifica dei Controventi:

Modello 1 fase di getto : Sfruttamento % CONTROVENTI



In questo modello le aste più impegnate sono al lembo inferiore del cassone in corrispondenza delle pile di appoggio con uno sfruttamenti massimo del 31% la verifica in questo caso è governata dalla stabilità a presso flessione in quanto le aste si trovano nella parte compressa della travata.

Modello 2 Carichi Variabili e da Traffico : Sfruttamento % CONTROVENTI



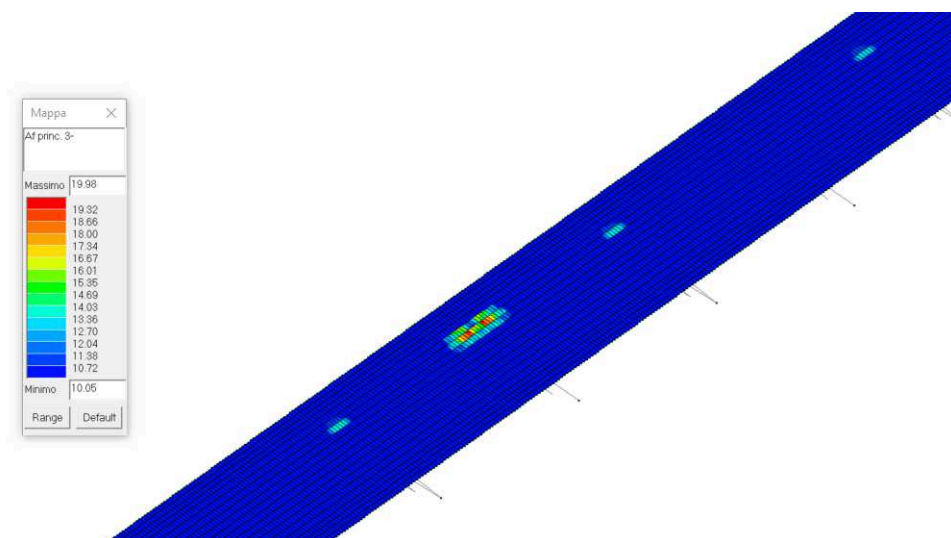
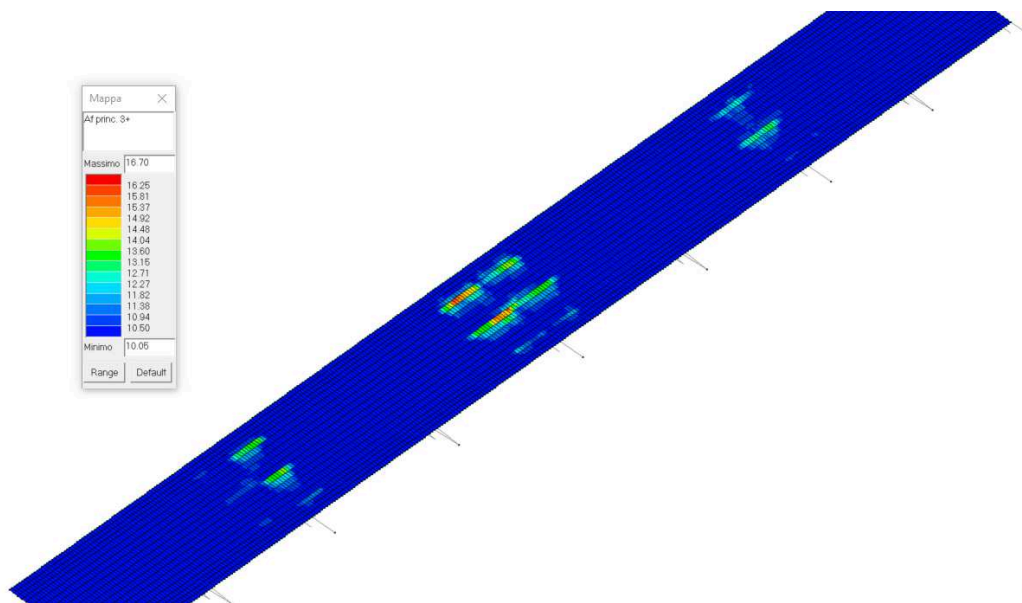
Anche in questo modello le aste più impegnate sono le aste di controvento al lembo inferiore in corrispondenza delle Pile con uno sfruttamento massimo del 37%

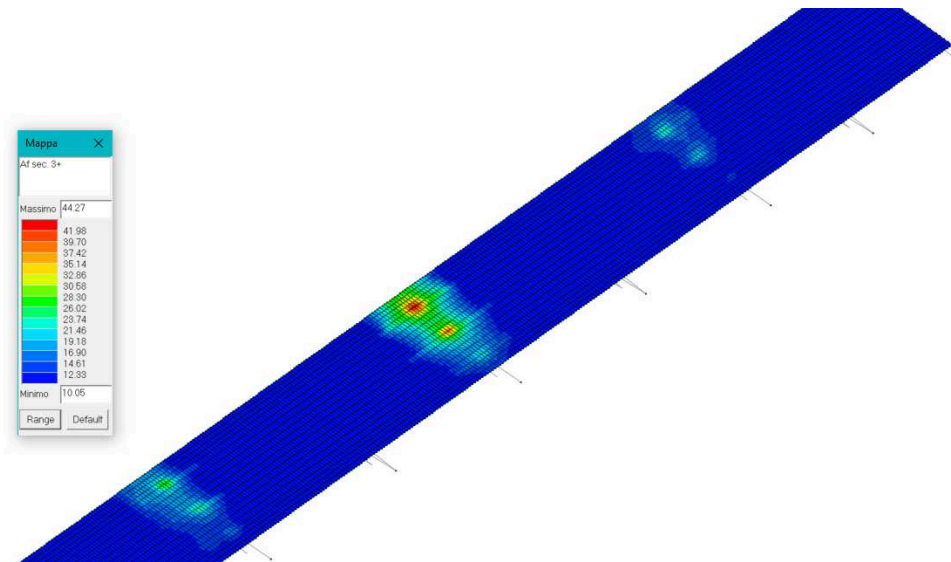
Per cui sommando gli sfruttamenti percentuali di verifica nei due modelli, lo sfruttamento massimo risulta essere $31+37 = 68\%$. Verificato.

12.4 Verifica della soletta : Condizioni di Carico Globali.

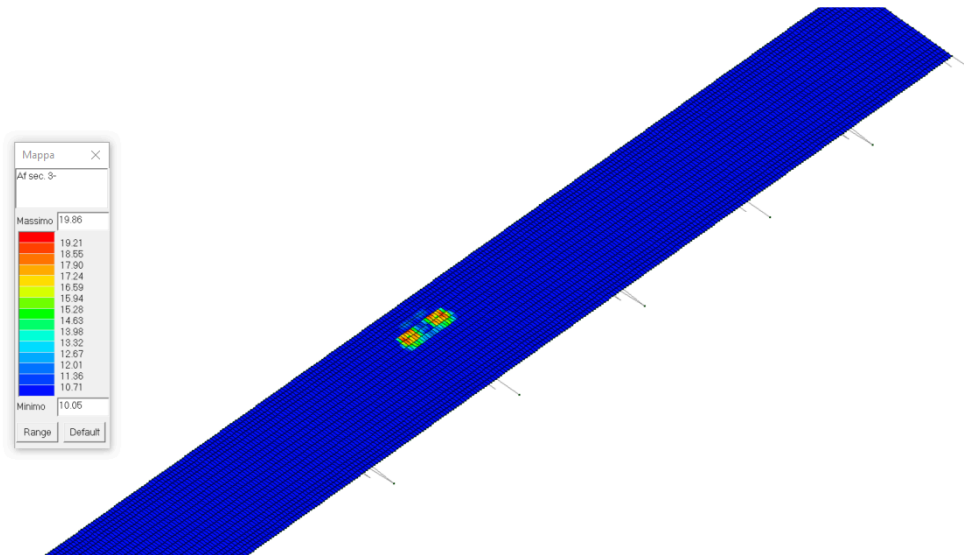
La soletta di impalcato viene verificata per le condizioni di carico Globali basandoci sui dati del Modello 2 dove si pongono pari a zero i contributi del peso propri strutturali dell'impalcato in quanto questi sono integralmente sostenuti dalla struttura metallica in fase di getto. Quindi lo stato tensionale e deformativo che va ad interessare la soletta deriva unicamente dai carichi Variabili e da Traffico nel modello connesso (2).

Riportiamo di seguito le immagini del postprocessore grafico che rappresentano la densità di armatura (cmq/ml) nelle direzioni Principale (dirX trasversale al ponte) e Secondaria (dirY longitudinale asse ponte) al lembo superiore ed inferiore della soletta. Il progetto delle armature è condotto per ogni elemento sull'involuppo delle combinazioni di carico analizzate,





Area Acciaio Dir Secondaria(Longitudinale) Lembo Sup.



Area Acciaio Dir Secondaria(Longitudinale) Lembo Inf.

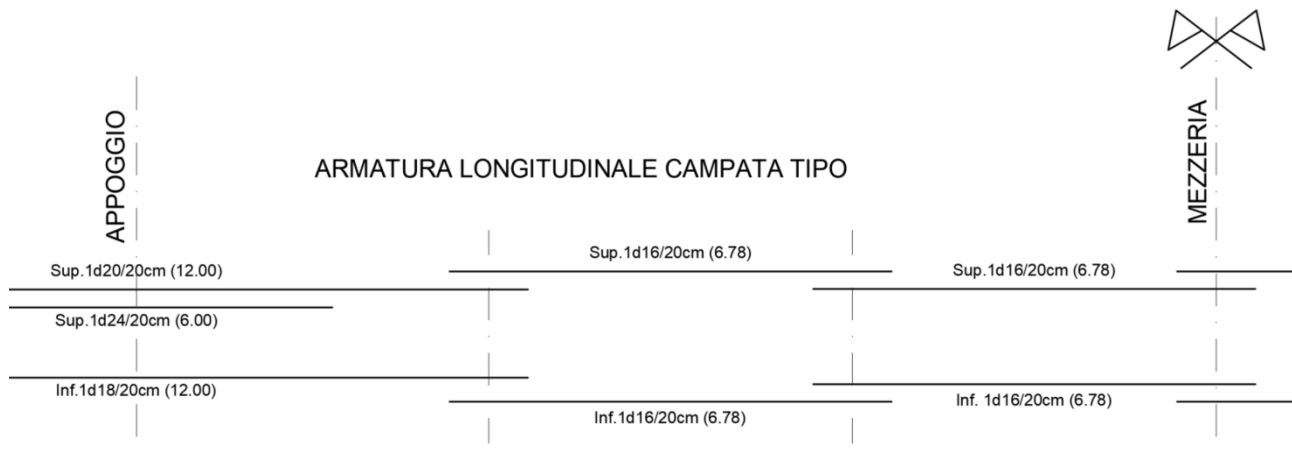
Dalla analisi delle aree di acciaio necessario si rileva quanto segue:

ARMATURA LONGITUDINALE:

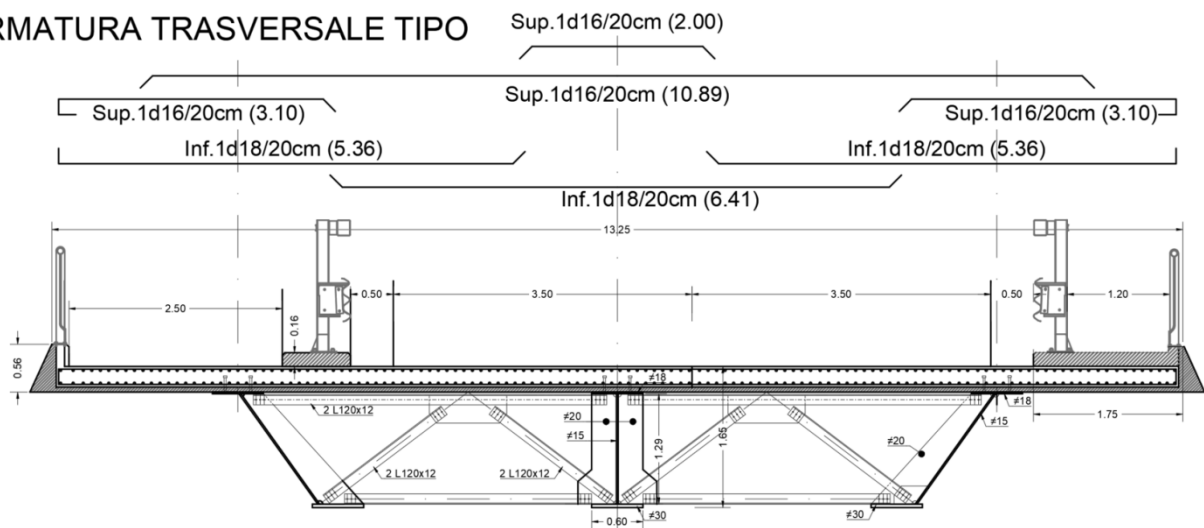
Armatura di base 1+1 d16/20 cm Superiore Inferiore per tutta la campata

Armatura in corrispondenza degli appoggi sulle Pile:

- Al Lembo Superiore Una barra d20/20 cm più un cavallotto d24/20cm.
- Al Lembo Inferiore 1d18/20cm vedere tavola grafica.

**ARMATURA TRASVERSALE:**

Armatura di base 1+1 d16/20 cm Superiore ed inferiore con sovrapposizioni atte a coprire le punte di domanda sia in campata che sugli appoggi delle travi longitudinali.

ARMATURA TRASVERSALE TIPO

Il tutto meglio illustrato nelle tavole grafiche di Progetto.

12.4.1 Verifica della Soletta : Condizioni di Carico Locali.

La soletta di impalcato viene verificata per le condizioni di carico locali costruendo un Modello ad hoc che riproduce un tratto di soletta di lunghezza 8.00 m nel senso longitudinale del Ponte e di larghezza 13.20 m appoggiata su tre linee che riproducono le travi longitudinali.

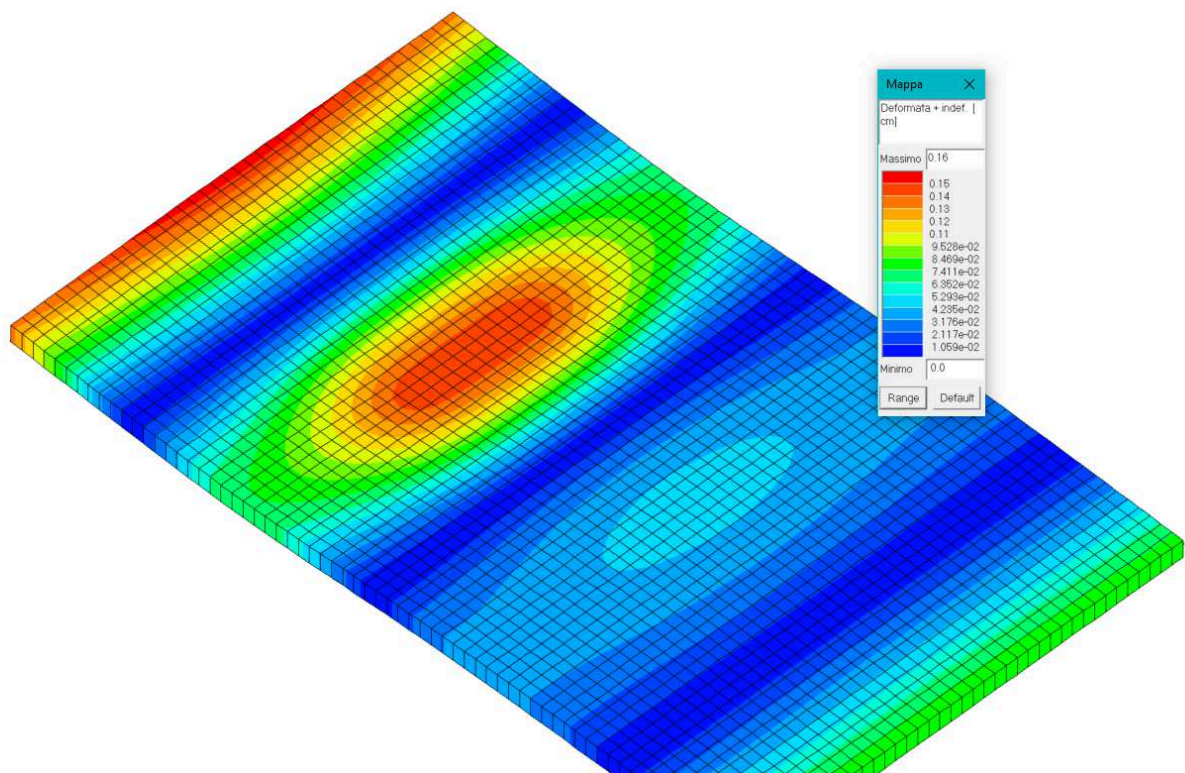
Su tale modello vengono applicati i seguenti Carichi:

Finiture di Impalcato G2	290 daN/mq
Schema di Carico 2 due Impronte da	200 KN ciascuna
Schema di Carico 5 Folla Compatta	5.00 KN/mq

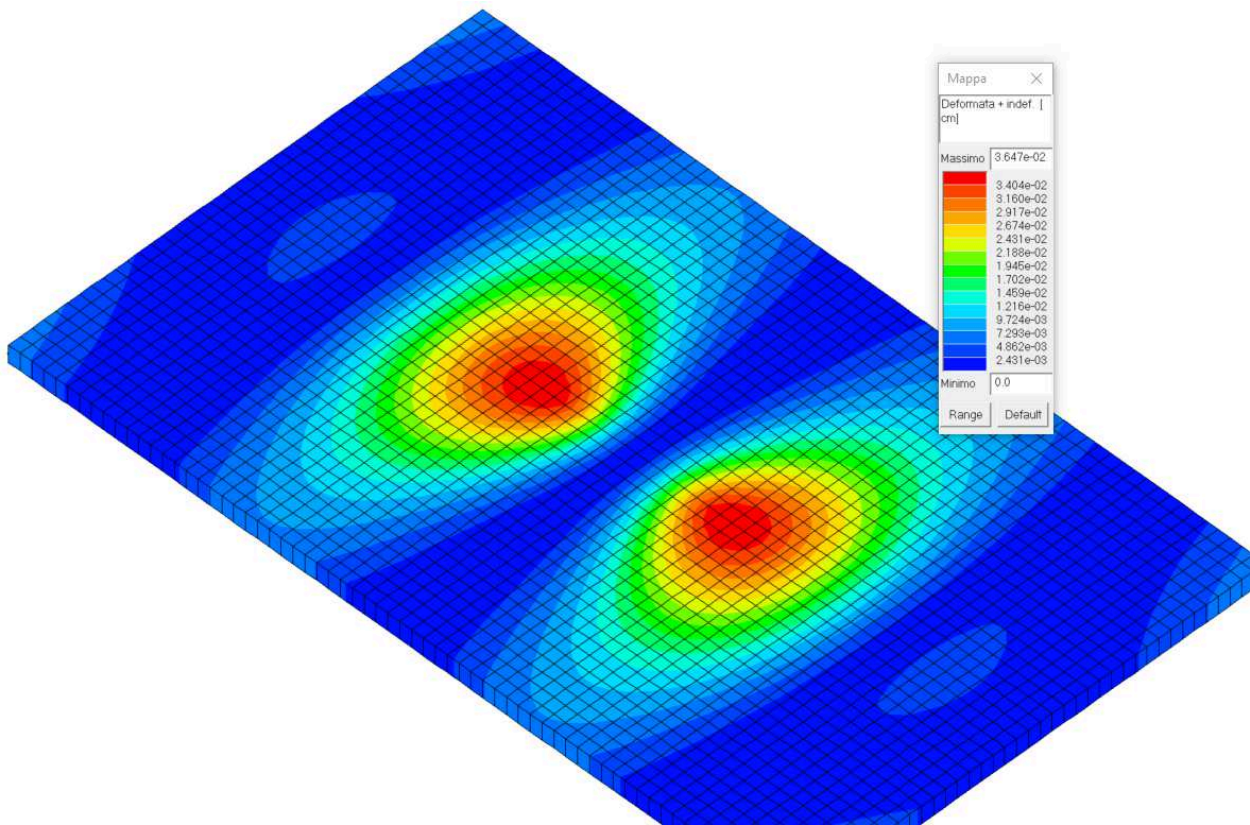
Lo schema 2 viene applicato sia longitudinalmente in mezzeria della soletta per massimizzare il Mom Positivo sia trasversalmente a cavallo della Trave centrale per massimizzare il Mom Negativo.

Questi poi vengono combinati con la folla sugli sbalzi.

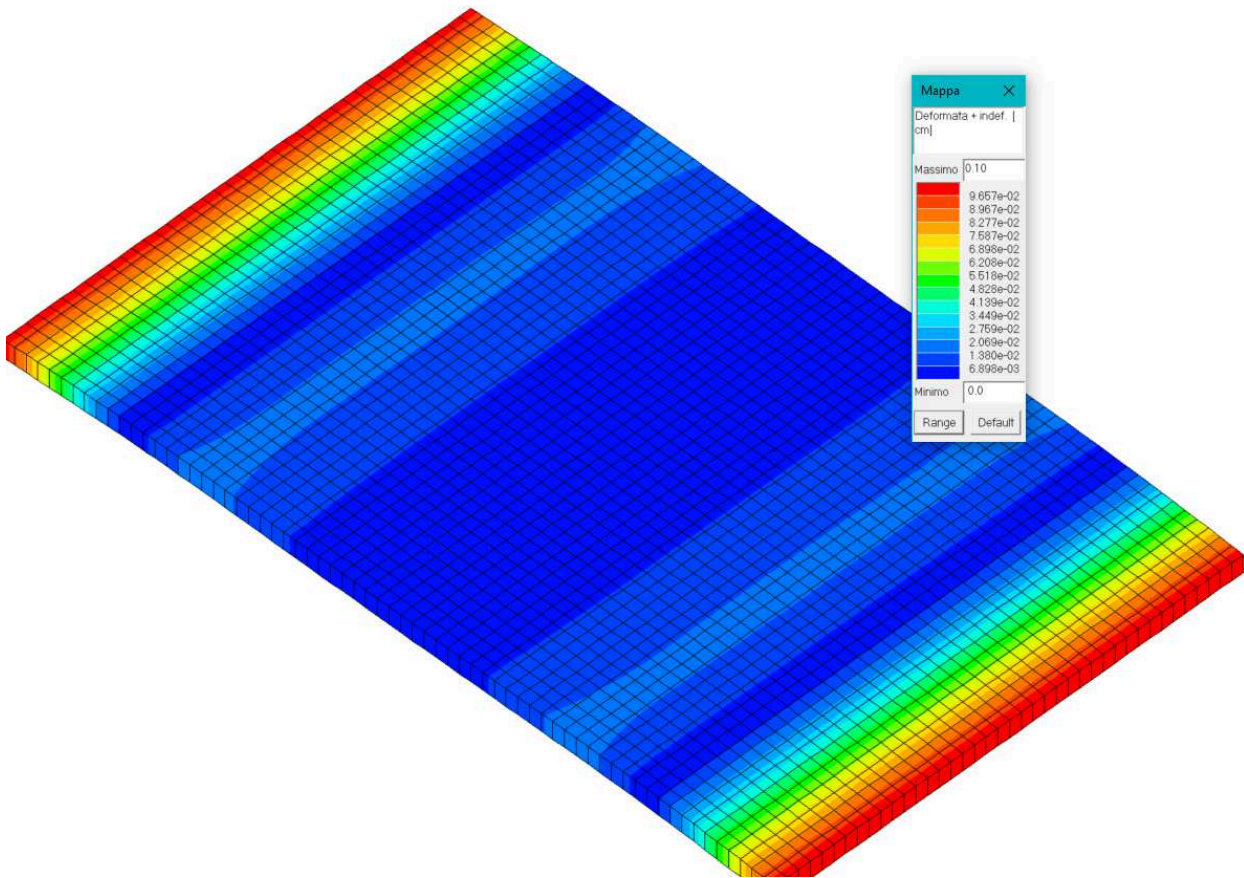
Di seguito i risultati delle combinazioni analizzate.



Deformata in Cmb 4 per Max Positivo.

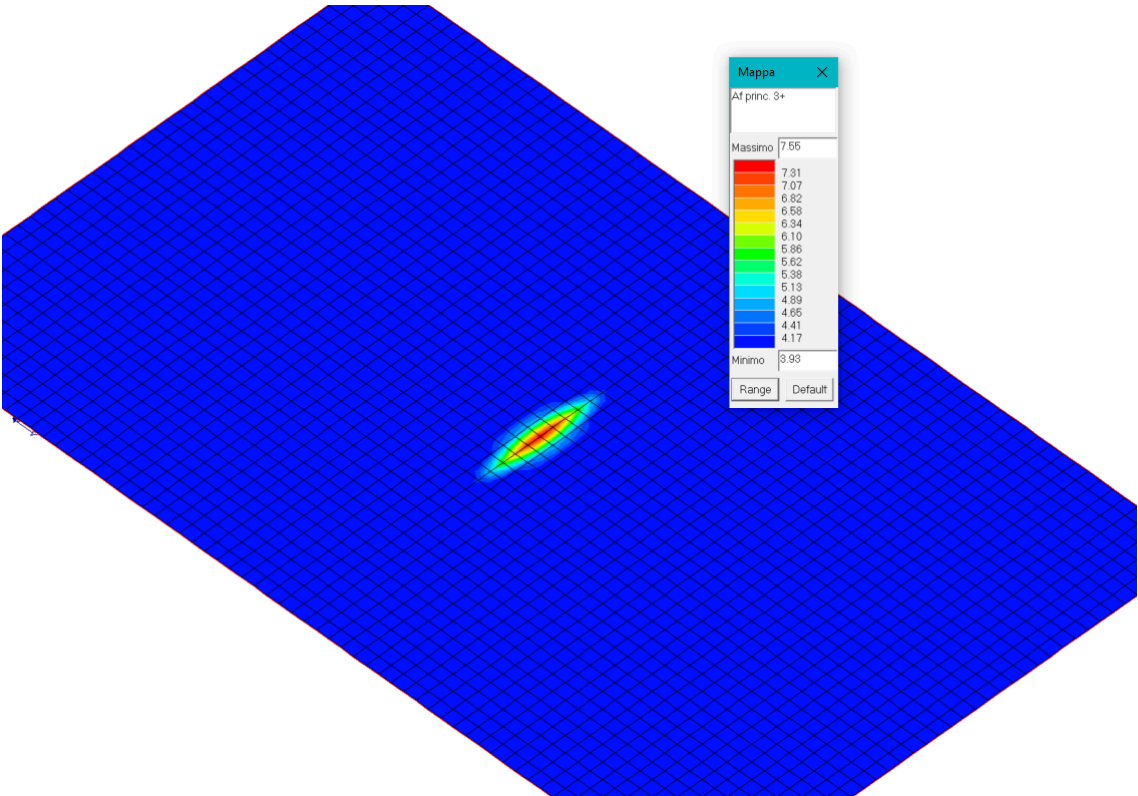


Deformata in Cmb.5 per Max Negativo.

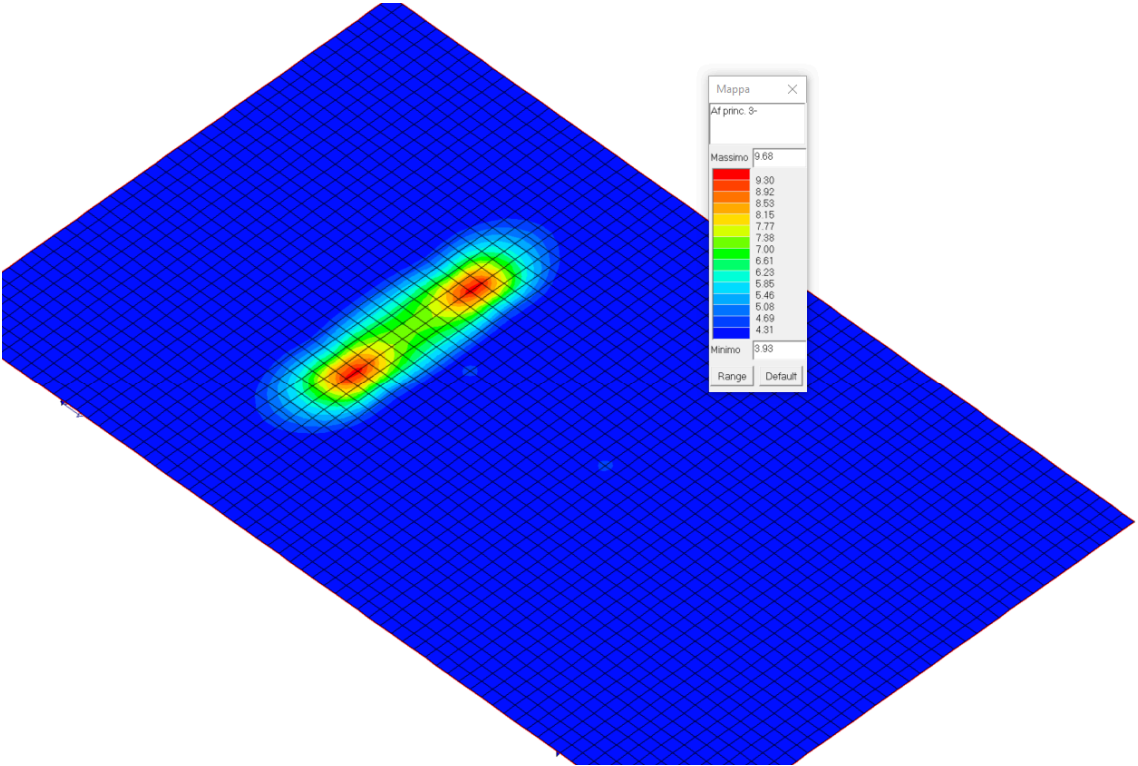


Deformata in Cmb.3 Massimo carico da folla sugli sbalzi.

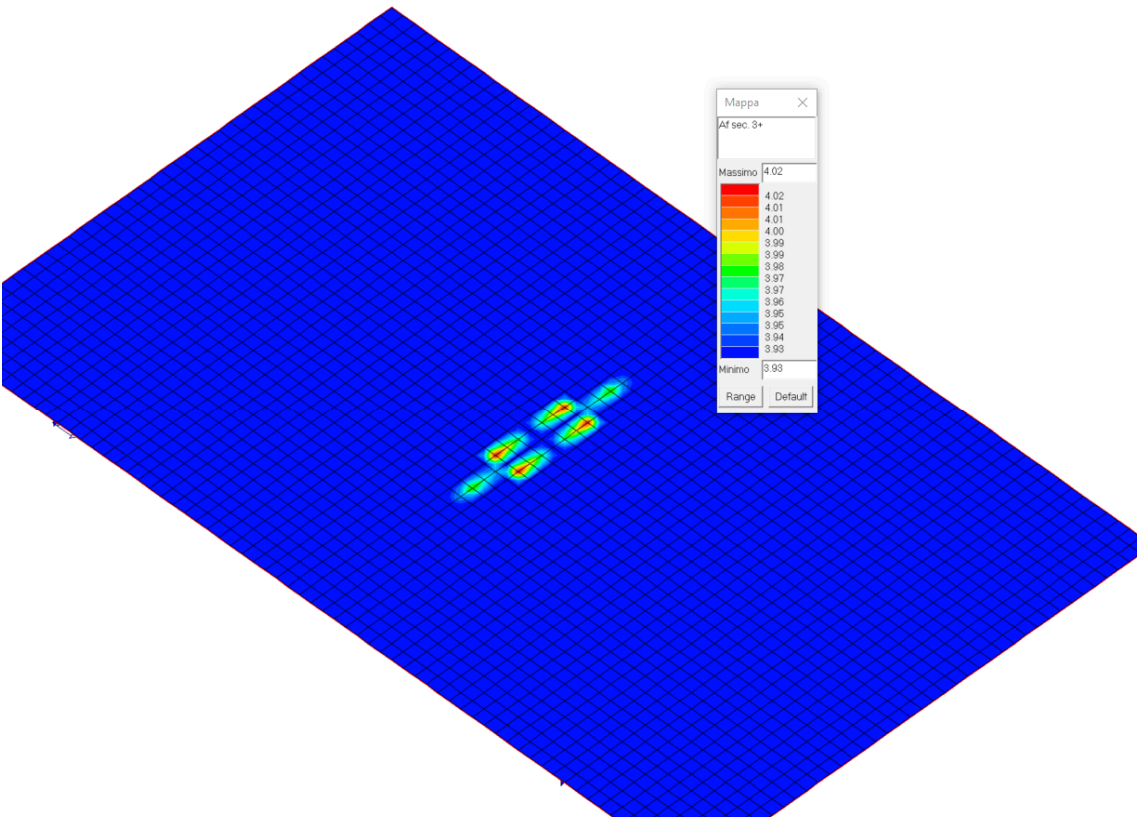
Di seguito le densità di armatura minime di progetto (cmq/ml) per le verifiche Locali:



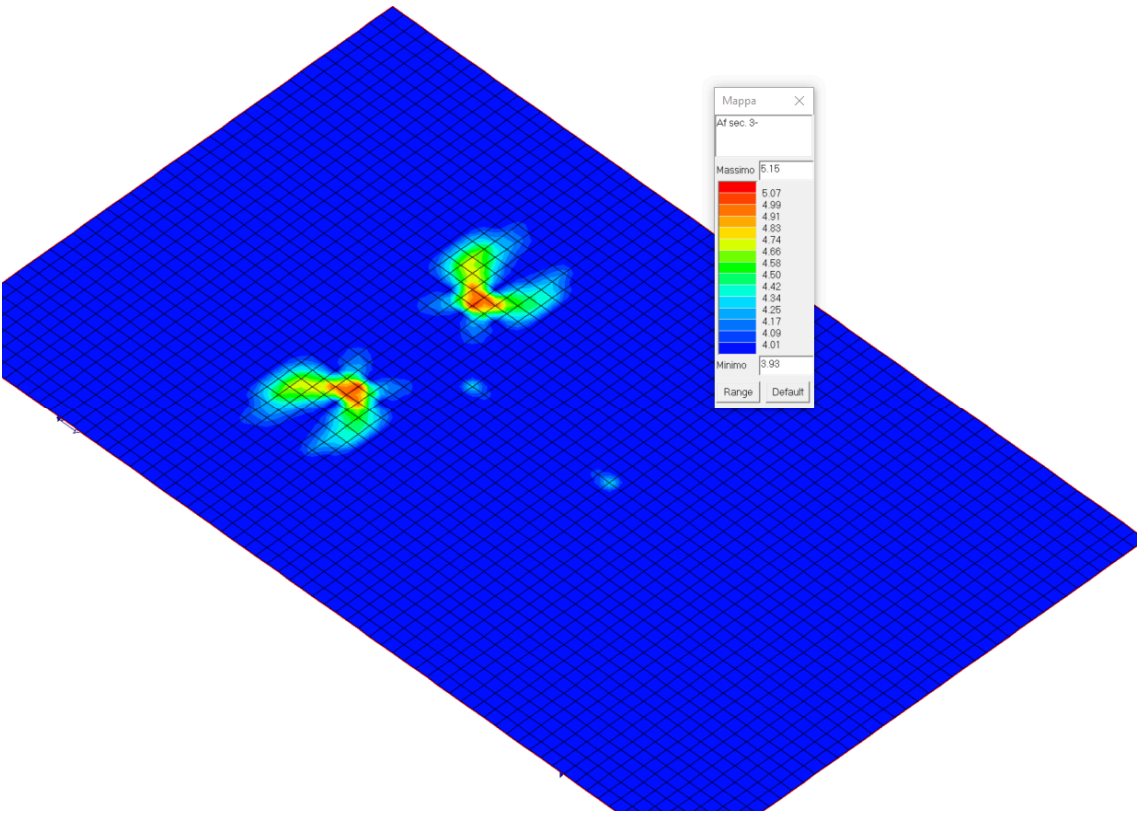
Armatura Trasversale Superiore.



Armatura Trasversale Inferiore.



Armatura Longitudinale Superiore.



Armatura Longitudinale Inferiore.

Essendo l'armatura base della soletta costituita da 1+1 d16 Sup. Inf. Incrociati la densità di armatura base è pari a 5 d16/ml cioè 10 cmq/ml ampiamente sufficienti a coprire la domanda per le Verifiche Locali della soletta.

12.5 Verifica della Connessione Soletta – Struttura Metallica.

Per la connessione tra le travi in acciaio e la soletta collaborante saranno previste coppie di Pioli tipo Nelson d19 L200mm al passo di 25 cm quindi con una densità uniforme di 8 Pioli per ml di piattabanda:

Caratteristiche del Piolo:

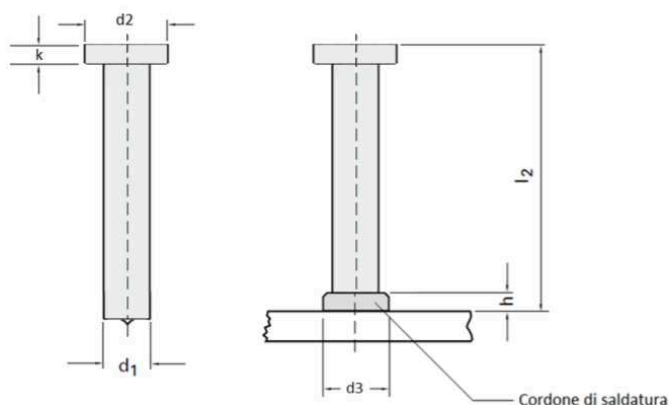
I pioli KB NELSON sono conformi a: EN ISO 13918, EN ISO 14555, ETA 03-0041, Conformità CE, EN 10025-2

Per i pioli connettori in S235 J2 + C450 vengono garantite le seguenti proprietà meccaniche:

- Carico di snervamento (R_e) min. 350 N/mm²
- Resistenza a trazione (R_m) min. 450 N/mm²
- Allungamento (A5) min. 15%

Catalogo pioli connettori.

NELSON
SALDATURA PERNI



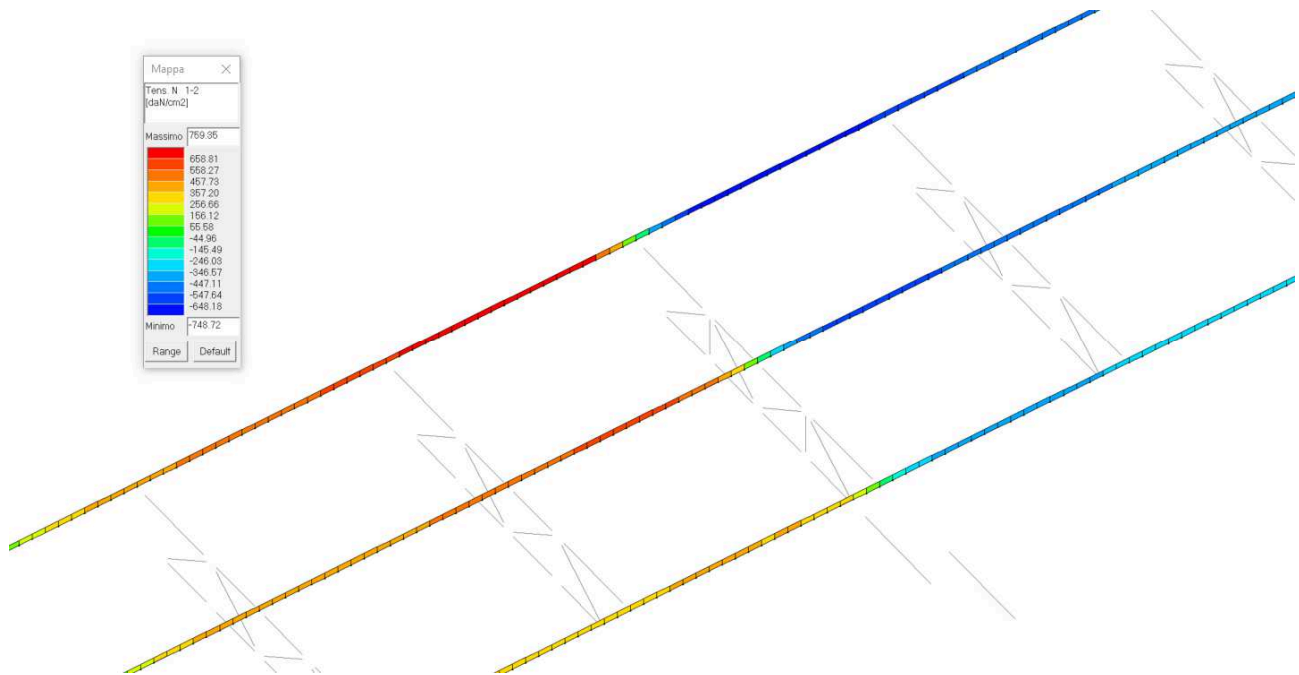
Saranno Utilizzati Pioli d19 L= 200 mm saldati col metodo Nelson ad Arco Lungo garantendo una piena penetrazione della saldatura.

La connessione è calcolata a parziale ripristino

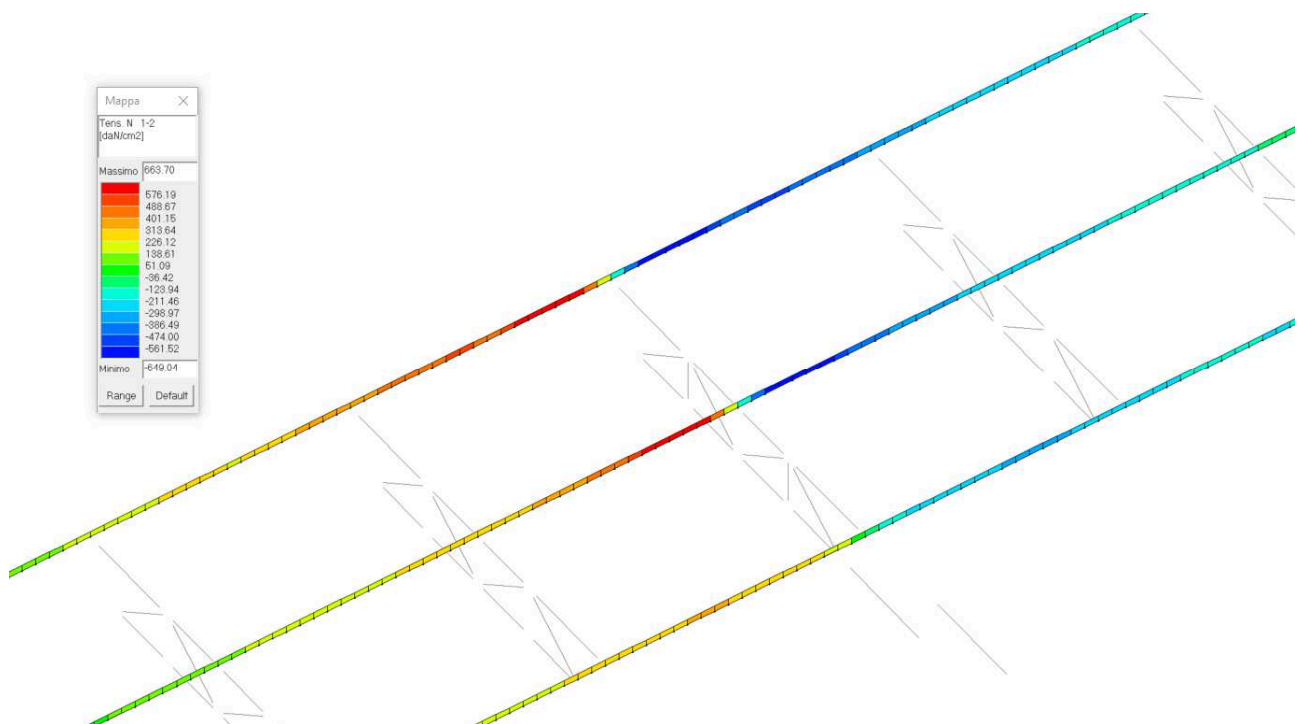
Lo sforzo di sconnessione massimo si ha sempre nelle combinazioni dei carichi che generano il massimo sforzo di taglio nella struttura per questo motivo saranno analizzate le combinazioni 2 (Max Mom Negativo) e la Comb. 3 (Max Carico sulla Pila).

Nel modello FEM la connessione tra la soletta in C.A. e la piattabanda superiore delle travi è schematizzato da una lamiera verticale continua di altezza 150mm e spessore 10mm questo per posizionare correttamente la soletta in c.a. e per simulare la flessibilità del sistema di connessione.

Lo sforzo di sconnessione in ogni combinazione analizzata sarà calcolato eseguendo una integrazione numerica della tensione tangenziale sull'elemento di connessione Trave-Soletta e tale sforzo sarà utilizzato per la verifica della piolatura del giunto.



Comb.2 Andamento delle Tensioni Tangenziali Tau.12 sull'elemento di connessione.



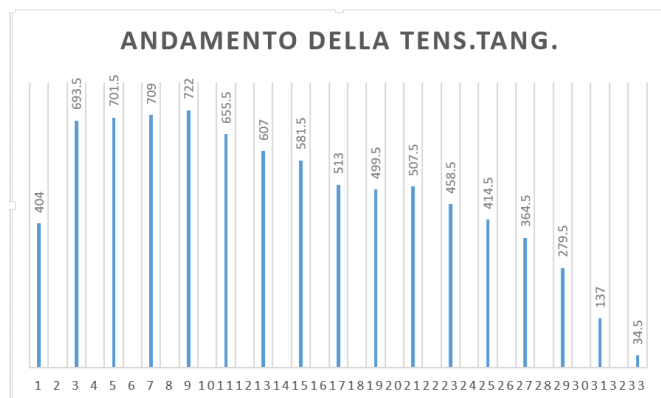
Comb.3 Andamento delle Tensioni Tangenziali Tau.12 sull'elemento di connessione

Come si vede dalle immagini del postprocessore la Tau massima passa da 759 daN/cm² nella combinazione 2 al valore di 663 daN/cm² nella Combinazione 3.

Procederemo quindi all'analisi numerica della Combinazione più critica.

Procedendo con una integrazione numerica della parte di piattabanda di competenza della trave più impegnata fino all'inversione del segno della tensione tangenziale si calcola lo sforzo di sconnessione Massimo Vsd agente sul giunto.

$$V_{sd} = 828'250 \text{ daN} = 8282 \text{ KN}$$



Sforzo di Sconnessione Mod2 Cmb.2				
Tau	Tau.m	L cm	t cm	Sf.Scn.Parz.
147				
	404	100	1	40400
661				
	693.5	100	1	69350
726				
	701.5	100	1	70150
677				
	709	100	1	70900
741				
	722	100	1	72200
703				
	655.5	100	1	65550
608				
	607	100	1	60700
606				
	581.5	100	1	58150
557				
	513	100	1	51300
469				
	499.5	100	1	49950
530				
	507.5	100	1	50750
485				
	458.5	100	1	45850
432				
	414.5	100	1	41450
397				
	364.5	100	1	36450
332				
	279.5	100	1	27950
227				
	137	100	1	13700
47				
	34.5	100	1	3450
22				
Totale Sforzo di Sconnessione				828250

Di seguito la Verifica della Connessione.

Nome del giunto		Trave Lat. Mod.2 Cmb2	
Diametro del gambo del piolo	d =	19 [mm]	
Lunghezza del piolo	h =	200 [mm]	
Resistenza ultima a trazione	f _u =	450 [N/mm ²]	Valore ammissibile
Classe del calcestruzzo	C =	(25/30)	#
Resistenza caratteristica cilindrica	f _{ck} =	25 [N/mm ²]	#
Valore medio del modulo secante	E _{cm} =	30.5 [kN/mm ²]	#
Coefficiente parziale di sicurezza	γ _v =	1.25	#
Resistenza a taglio di progetto	P _{Rd1} =	81.66 [kN]	#
Resistenza a taglio di progetto	P _{Rd2} =	73.13 [kN]	#
		73.13 [kN]	#
Forza di taglio agente sul giunto	V _{Sd} =	8282 [kN]	
Numero di pioli presenti nel giunto	n _p =	130	
Forza di taglio agente su ciascun piolo	F _{b,Sd} =	63.71 [kN]	Verifica
Coefficiente parziale di sicurezza	γ _{Mb} =	1.35	
Resistenza a trazione del piolo	F _{t,Rd} =	85.06 [kN]	F _{Rd1} =0,9 f _u (π d ² /4)/γ _{Mb}
Forza di trazione di sfilamento	F _{t,Sd} =	7.31 [kN]	Verifica

Connessione Verificata.

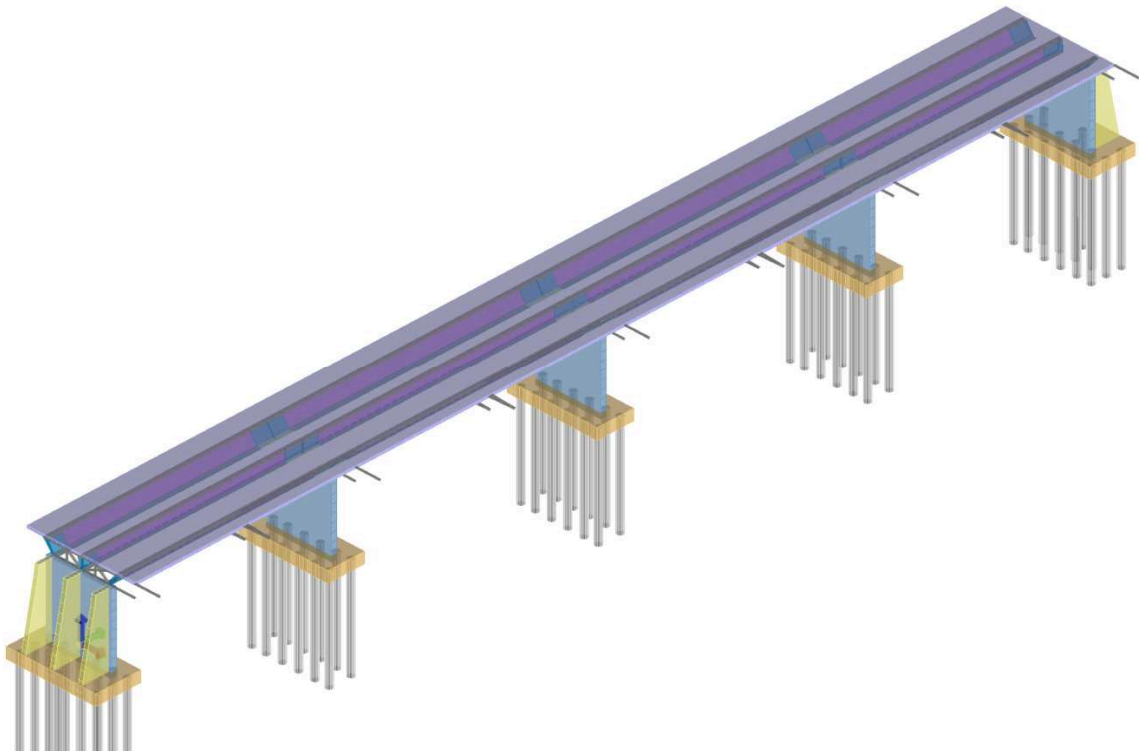
13 Modello 3. Verifica delle Fondazioni

Per la Verifica delle Fondazioni verrà studiato il Modello 3 che sarà composto dalla struttura di impalcato completa e connessa, dalle pile intermedie su pali di fondazione, dalle Spalle di estremità sempre fondate su pali di fondazione.

Per questo Modello verrà utilizzata l'Analisi Dinamica Lineare col metodo dello Spettro di Risposta per lo studio del comportamento della Strutture nei riguardi del Sisma.

Per le fondazioni profonde sono previsti pali trivellati del diametro di 800mm della lunghezza di 12 m dal piano del magrone.

La stratigrafia del terreno si basa sulla Relazione Geologico-Tecnica facente parte del presente Studio di fattibilità e basata sulle indagini e studi geologici compiuti estesamente per la redazione del Piano Strutturale del Comune di Lucca. In seguito per gli stadi successivi della progettazione ci si dovrà basare su indagini mirate sulle zone di fondazione e proporzionate all'importanza dell'opera.



Modello 3 . Analizzato.

13.1 Casi di Carico e Combinazioni analizzate:

Di seguito riportiamo i Casi di Carico base analizzati nel Modello3.

MODELLO 3 CASI DI CARICO ANALIZZATI	
CDC1	CDC=G _{gk} (peso proprio della struttura)
CDC2	CDC=G _{2k} Finiture Impalcato
CDC3	CDC=Q _k Max Mom Positivo
CDC4	CDC=Q _k Max Mom Negativo
CDC5	CDC=Q _k Max Carico su Pila
CDC6	CDC=Q _k VENTO TRASVERSALE
CDC7	CDC=Q _k Max Carico su Spalla
CDC8	CDC=Q _k Var Termica +25°
CDC9	CDC=Q _k (variabile generico) .FRENATURA
CDC10	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)
CDC11	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)
CDC12	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)
CDC13	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)
CDC14	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)
CDC15	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)
CDC16	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)
CDC17	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)
CDC18	CDC=Q _k Spinta Terreno su Spalle
CDC19	CDC=Q _k Sovrappinta Sismica Terreno Y+
CDC20	CDC=Q _k Sovrappinta sismica terreno Y-

13.2 Stratigrafia Terreno Caratteristiche di Progetto:

Dalla Relazione Geologica :

“La ricostruzione del modello litostratigrafico del sottosuolo e la relativa parametrizzazione geomeccanica, nonché le caratteristiche sismostratigrafiche del sottosuolo, sono state desunte da dati ottenuti da indagini geognostiche e sismiche effettuate in occasione degli studi di Microzonazione Sismica di livello 1 e sulla base dei dati reperiti nella Relazione Geologica del 2004 redatta dal Dott. Geol. Ilaria Nardi.”

Da questa si desume che l'orizzonte di terreno interessato dalle fondazioni profonde si limita ai primi due strati seguenti:

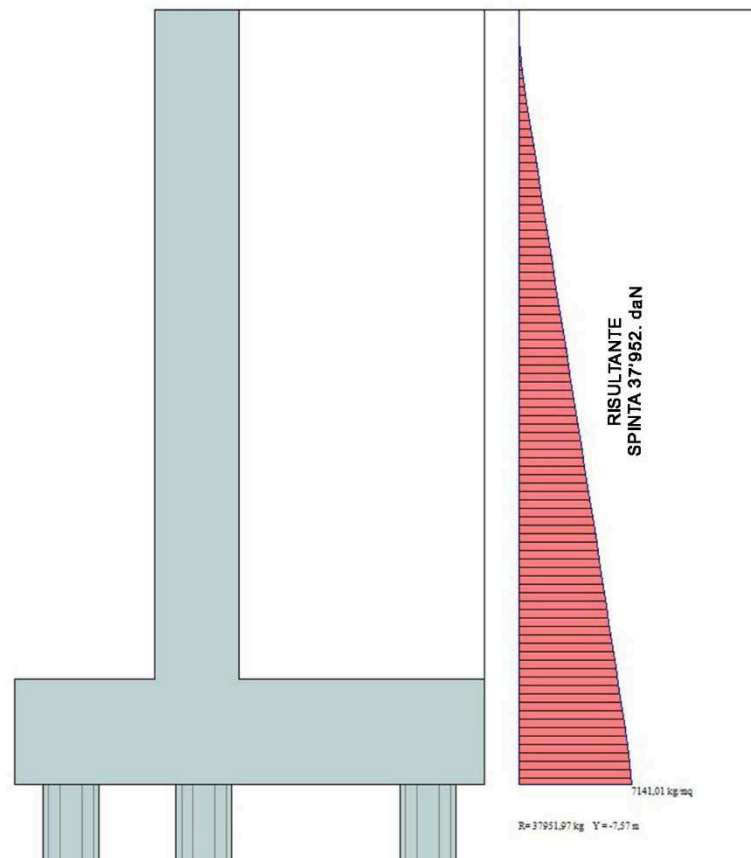
DESCRIZIONE	PROFONDITÀ (m)	ϕ (°)	Cu (Kg/cm ²)	γ (t/m ³)	mv (cm ² /Kg)	Vs m/s
Limi, limi sabbiosi debolmente argillosi caratterizzati da uno stato di addensamento e consistenza da basso a medio	0,0 a 1,0-8,0	25-31	0,25-0,70	1,80	0,009 0,031	220-410
Ghiaie in matrice limoso sabbiosa prevalente con grado di addensamento da medio ad elevato	1,0-8,0 a 13,2 ad oltre 30,0	31-37	0,70-1,00	1,90	0,003 0,009	440-490

13.3 Spinta del Terreno sulle Spalle in condizione Statica e Sismica:

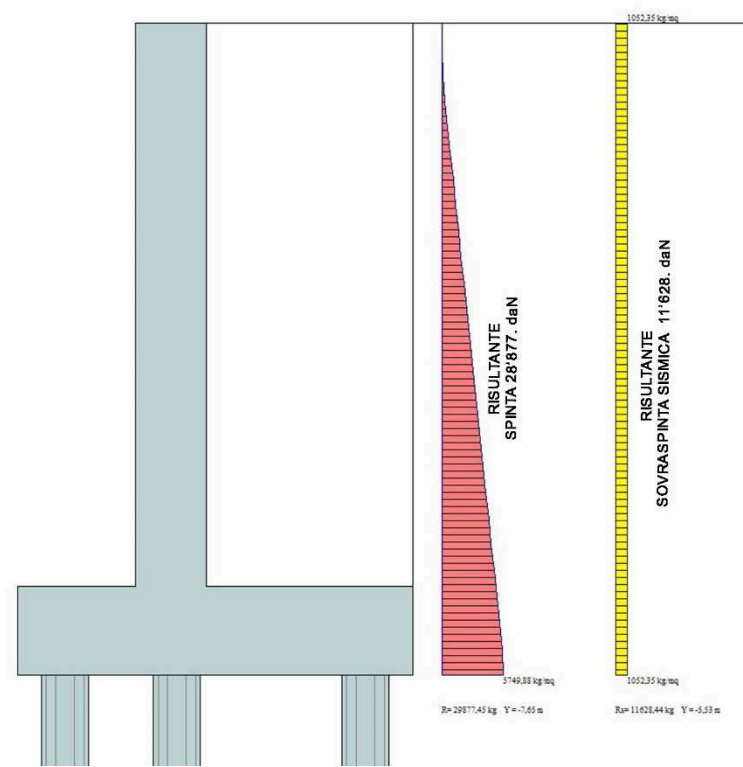
Le Spinte del terreno al tergo delle Spalle di fondazione sono state calcolate mediante il Software MAX15 di Aztec.Informatica in condizioni Statiche e Sismiche nell'ipotesi di Spinta Attiva del Terreno sulla Spalla.

Le Spinte in condizione Statica (di Spinta Attiva) sono state trattate come carichi Permanenti agenti contemporaneamente su entrambe le Spalle.

Le Sovraspinte Sismiche del terreno a tergo della spalla sono invece state messe a conto nelle combinazioni Sismiche opportune alternativamemente su la singola Spalla in direzione Y+ o Y- concordemente alla direzione Dominante del Sisma 90° (direzione+/- Y) per ogni combinazione in maniera che gli effetti di queste si sommino alle azioni da Sisma che l'impalcato del Ponte trasmette alla spalla e non siano mai uguali ed opposte.



Resultanti delle Spinta attiva Terreno in fase Statica.



Risultanti delle Spinte Terreno in fase Sismica.

13.4 Combinazioni dei Carichi analizzate:

Di seguito riportiamo nel dettaglio le Combinazioni dei carichi analizzate nel Modello 3 per la verifica delle Fondazioni.

Le Combinazioni sono suddivise i tre gruppi omogenei e le verifiche sono comunque condotte dal Software sul loro inviluppo.

Combinazioni allo SLU Statica.

	G1 Str	G2 Fin Imj	Max Pos.	Max Neg.	Car. Pila	Vento Tr.	Max Spall T* +25	Frenat.	S.SLU 0e+	S.SLU 0e-	S.SLU90 e-	S.SLU90 e+	S.SLD 0e+	S.SLD 0e-	S.SLD 90 e-	S.SLD90 e+	Spinta Ter	Sis. Terr	Y+Sis. Terr	Y-
Comb. SLU A1 1	1	1.35	1.35	1.35	0	0	0.81	0	0.81	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A1 2	1	1	1	1.35	0	0	0.81	0	0.81	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A1 3	1	1.35	1.35	0	1.35	0	0.81	0	0.81	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A1 4	1	1	1	0	1.35	0	0.81	0	0.81	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A1 5	1	1.35	1.35	0	0	1.35	0.81	0	0.81	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A1 6	1	1	1	0	0	1.35	0.81	0	0.81	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A1 7	1	1.35	1.35	0	0	0	1.35	0	0.81	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A1 8	1	1	1	0	0	0	1.35	0	0.81	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A1 9	1	1.35	1.35	0	0	0	0.81	1.35	0.81	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A1 10	1	1	1	0	0	0	0.81	1.35	0.81	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A1 11	1	1.35	1.35	0	0	0	0.81	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A1 12	1	1	1	0	0	0	0.81	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A1 13	1	1.35	1.35	0	0	0	0.81	0	0.81	1.35	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A1 14	1	1	1	0	0	0	0.81	0	0.81	1.35	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A1 15	1	1.35	1.35	0	0	0	0.81	0	0.81	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A1 16	1	1	1	0	0	0	0.81	0	0.81	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Comb. SLU A1 17	1	1.35	1.35	0	0	0	0.81	0	0.81	0	0	0	0	0	0	0	1.35	1	0	0
Comb. SLU A1 18	1	1	1	0	0	0	0.81	0	0.81	0	0	0	0	0	0	0	1.35	1	0	0
Comb. SLU A1 19	1	1.35	1.35	0	0	0	0.81	0	0.81	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	1
Comb. SLU A1 20	1	1	1	0	0	0	0.81	0	0.81	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0	1	0

Combinazioni allo SLU Sismica

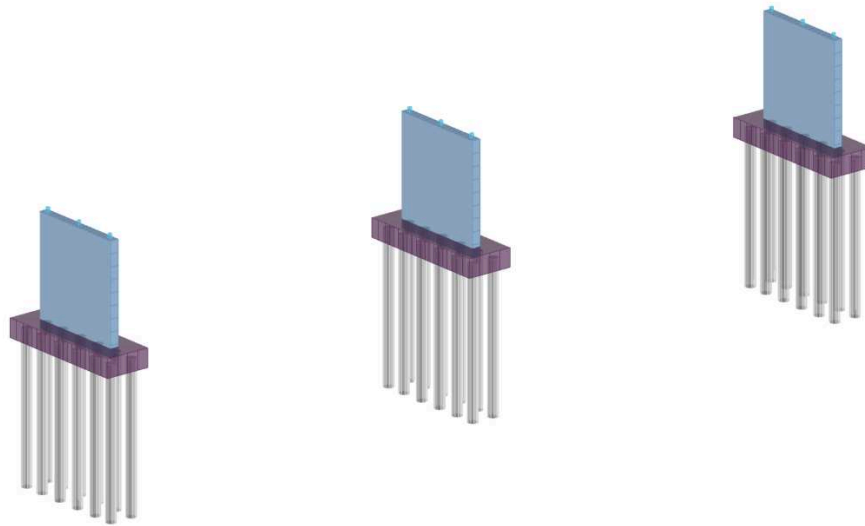
	G1 Str		G2 Fin Imj		Max Pos.	Max Neg.	Car. Pila	Vento Tr.	Max Spall T* +25	Frenat.	S.SLU 0e+	S.SLU 0e-	S.SLU90 e-	S.SLU90 e-	S.SLD 0e+	S.SLD 0e-	S.SLD 90 e	S.SLD90 e-	Spinta Ter	Sis.Terr Y+	Sis.Terr Y-		
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 21	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	-1	0	-0.3	0	0	0	0	0	0.8	0	0	
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 22	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	-1	0	0.3	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 23	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	1	0	-0.3	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 24	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	1	0	0.3	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 25	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	-1	0	0	-0.3	0	0	0	0	0	0.8	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 26	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	-1	0	0	0.3	0	0	0	0	0	0.8	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 27	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	1	0	0	-0.3	0	0	0	0	0	0.8	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 28	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	1	0	0	0.3	0	0	0	0	0	0.8	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 29	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	-1	-0.3	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	-1	0.3	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 31	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	1	-0.3	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 32	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	1	0.3	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 33	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	-1	0	-0.3	0	0	0	0	0	0.8	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 34	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	-1	0	0.3	0	0	0	0	0	0.8	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 35	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	1	0	-0.3	0	0	0	0	0	0.8	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 36	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	1	0	0.3	0	0	0	0	0	0.8	0	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 37	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	-0.3	0	-1	0	0	0	0	0	0	0.8	1	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 38	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	-0.3	0	1	0	0	0	0	0	0	0.8	0	1
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 39	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0.3	0	-1	0	0	0	0	0	0	0.8	1	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 40	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0.3	0	1	0	0	0	0	0	0	0.8	0	1
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 41	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	-0.3	-1	0	0	0	0	0	0	0.8	1	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	-0.3	1	0	0	0	0	0	0	0.8	0	1
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 43	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0.3	-1	0	0	0	0	0	0	0.8	1	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 44	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0.3	1	0	0	0	0	0	0	0.8	0	1
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 45	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	-0.3	0	0	-1	0	0	0	0	0	0.8	1	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 46	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	-0.3	0	0	1	0	0	0	0	0	0.8	0	1
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 47	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0.3	0	0	-1	0	0	0	0	0	0.8	1	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 48	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0.3	0	0	1	0	0	0	0	0	0.8	0	1
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 49	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	-0.3	0	-1	0	0	0	0	0	0.8	1	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 50	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	-0.3	0	1	0	0	0	0	0	0.8	0	1
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 51	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0.3	0	-1	0	0	0	0	0	0.8	1	0
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 52	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0.3	0	1	0	0	0	0	0	0.8	0	1

Combinazioni allo SLD Sismica

			G1 Str	G2 Fin Imj	Max Pos.	Max Neg.	Car. Pila	Vento Tr.	Max Spall T° +25	Frenat.	S.SLU 0e+	S.SLU 0e-	S.SLU90 e-	S.SLU90 e-	S.SLD 0e+	S.SLD 0e-	S.SLD 90 e	S.SLD90 e-	Spinta Ter	Sis. Terr Y+	Sis. Terr Y-
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 53	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	-1	0	-0.3	0	0.8	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 54	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	-1	0	0.3	0	0.8	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 55	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	1	0	-0.3	0	0.8	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 56	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	1	0	0.3	0	0.8	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 57	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	-1	0	0	-0.3	0.8	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 58	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	-1	0	0	0.3	0.8	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 59	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	1	0	0	-0.3	0.8	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 60	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	1	0	0	0.3	0.8	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 61	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	-1	-0.3	0	0.8	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 62	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	-1	0.3	0	0.8	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 63	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	1	-0.3	0	0.8	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 64	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	1	0.3	0	0.8	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 65	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	-1	0	-0.3	0.8	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 66	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	-1	0	0.3	0.8	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 67	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	1	0	-0.3	0.8	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 68	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	1	0	0.3	0.8	0	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 69	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	-0.3	0	-1	0	0.8	1	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 70	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	-0.3	0	1	0	0.8	0	1
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 71	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0.3	0	-1	0	0.8	1	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 72	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0.3	0	1	0	0.8	0	1
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 73	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	-0.3	-1	0	0.8	1	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 74	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	-0.3	1	0	0.8	0	1
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 75	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0.3	-1	0	0.8	1	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 76	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0.3	1	0	0.8	0	1
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 77	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	-0.3	0	0	-1	0.8	1	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 78	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	-0.3	0	0	1	0.8	0	1
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 79	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0.3	0	0	-1	0.8	1	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 80	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0.3	0	0	1	0.8	0	1
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 81	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	-1	0.8	1	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 82	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	1	0.8	0	1
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 83	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0.3	0	-1	0.8	1	0
Comb. SLE (SLD Danno sism.) 84	6	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0.3	0	1	0.8	0	1

13.5 Verifica delle Pile.

La Pila tipo è composta da una platea di fondazione dello spessore di 130 cm di dimensioni 11.00x4.50 ml, tale platea verrà impostata ad una profondità di circa 2.00 ml dal piano di campagna ed appoggiata su 12 pali allineati su due file parallele; i pali saranno del tipo trivellato gettati in opera del diametro di 80 cm della lunghezza di 12.ml a partire dal piano del magrone.

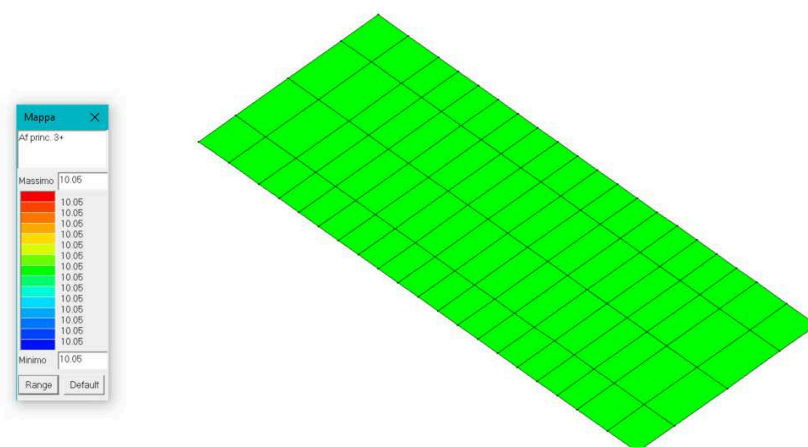


Vista 3D del modello FEM delle Pile.

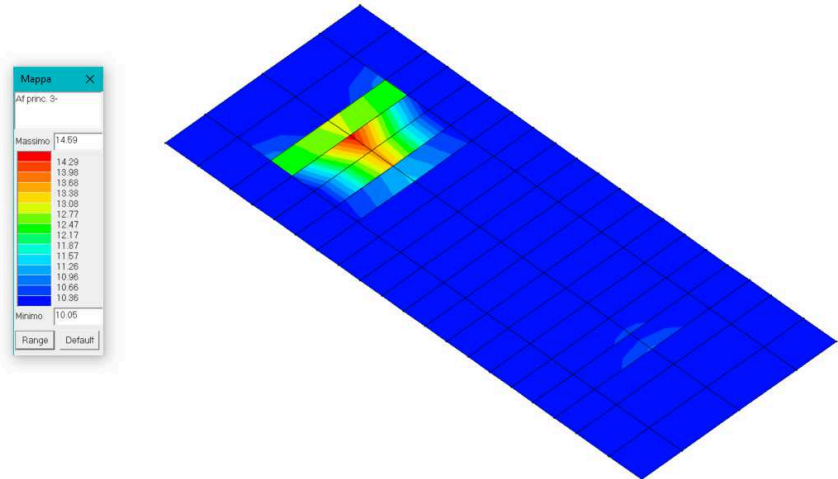
Sulla platea di fondazione sarà eretta la pila vera e propria la cui sezione in base sarà 800x70 cm, tale sezione garantisce una notevole flessibilità in senso longitudinale e nel contempo una buona rigidezza in senso trasversale all'impalcato, per questo motivo si sono adottati, come spiegato in precedenza, due diversi Coefficienti di Struttura per le due direzioni principali del Sisma.

13.5.1 Verifica Fondazioni delle Pile.

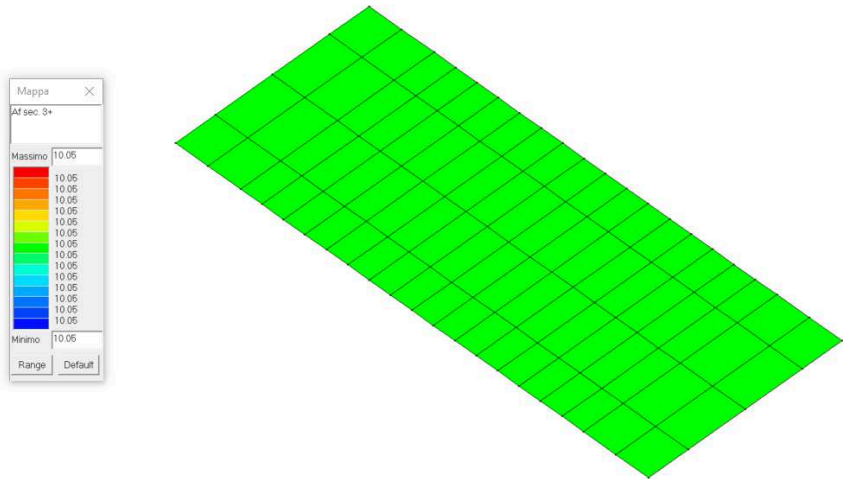
Di seguito riportiamo alcune immagini del postprocessore che indicano le densità di armature nelle due direzioni : principale (trasversale al ponte) e secondarie (secondo l'asse del ponte) sia al lembo superiore che al lembo inferiore della platea della Pila più sollecitata.



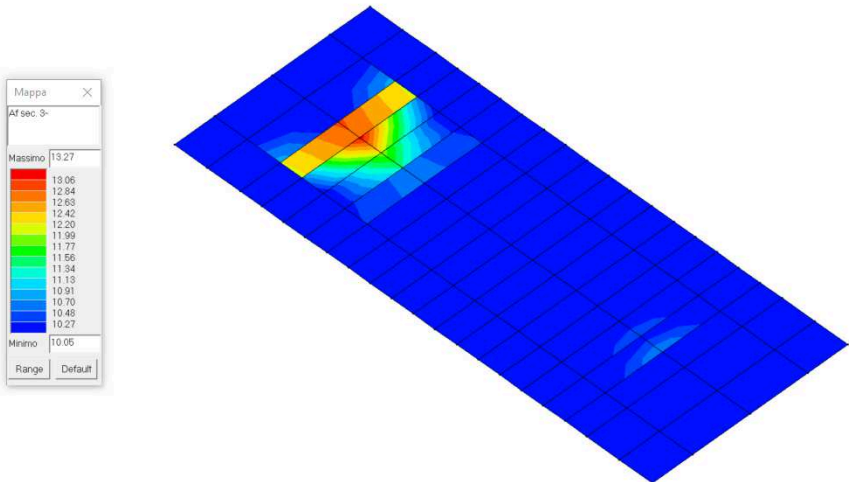
Densità di armatura dir.Princ. Lembo Sup.



Densità di armatura dir.Princ. Lembo Inf.

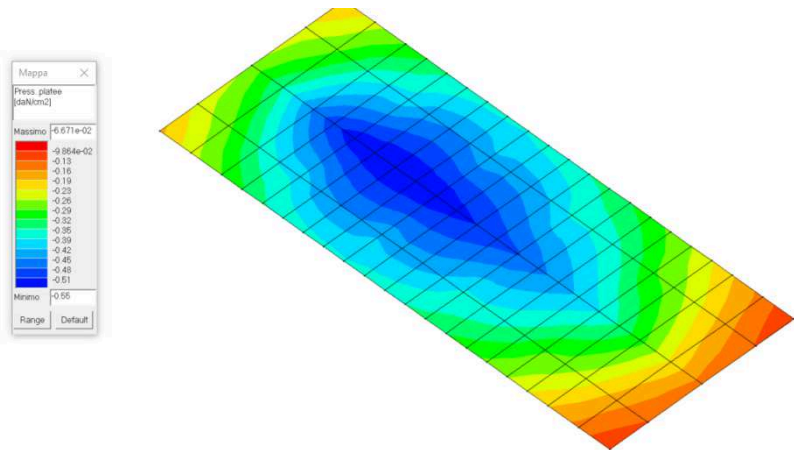


Densità di armatura dir.Second. Lembo Sup.



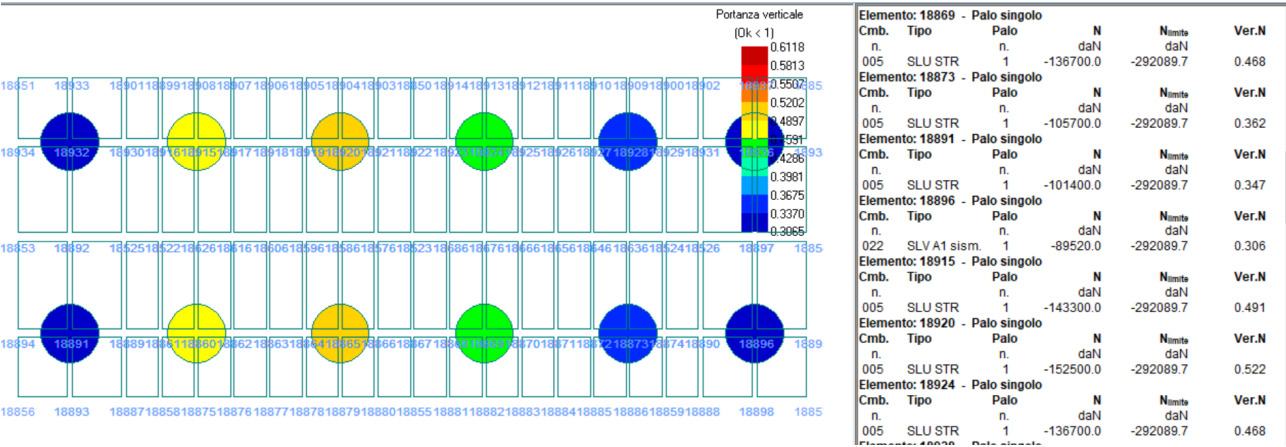
Densità di armatura dir.Second. Lembo Inf.

Le armature delle platee riportate nelle tavole di progetto sono disegnate in modo da ricoprire con esattezza le aree di domanda sopra evidenziate.



Pressioni sul Terreno in Cmb5. Min=-0.55 daN/cmq

Verifica Pali della Pila più impegnata:

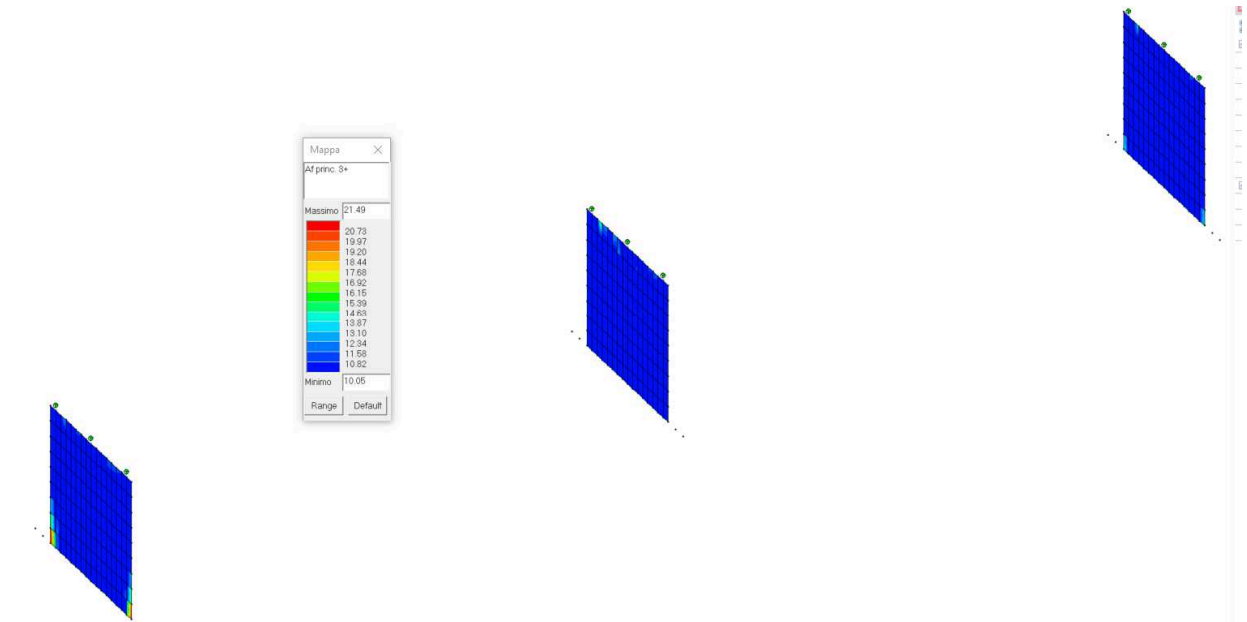


La coppia di pali più impegnata è la terza da Sx in particolare il palo n.18920 sopporta in Combinazione n.5 il carico Verticale pari a 152.5 t con uno sfruttamento rispetto al carico Limite pari al 52.2%.

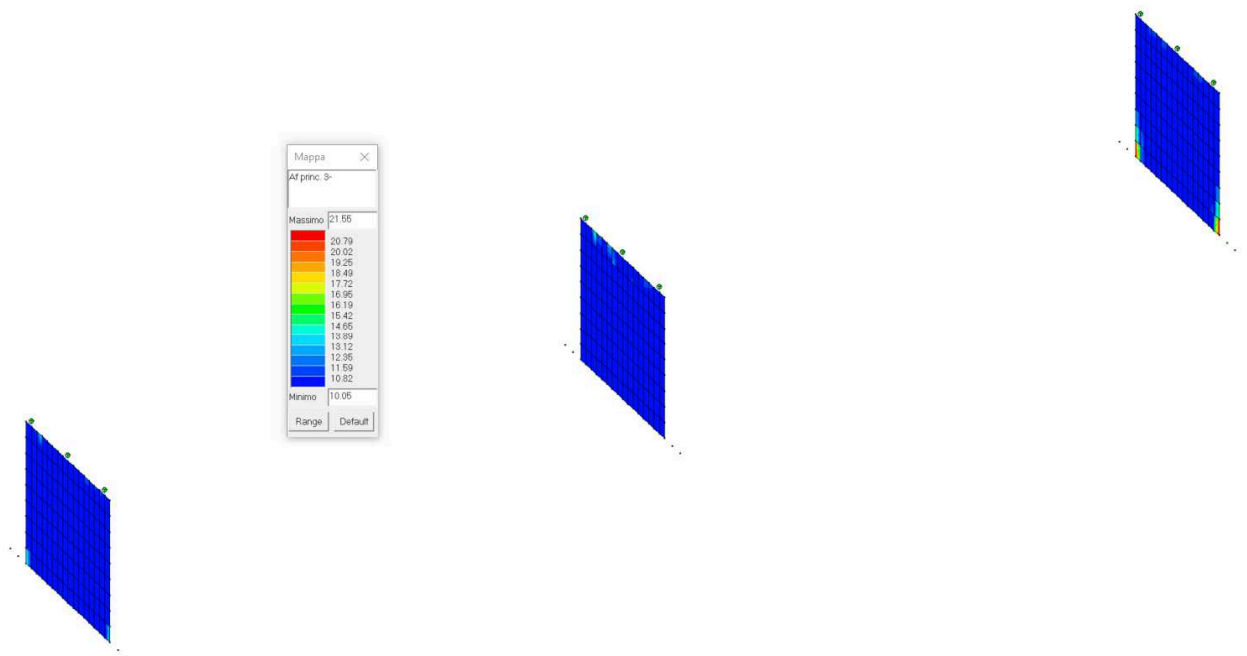
13.5.2 Verifica dell'elevazione delle Pile

Di seguito riportiamo alcune immagini del postprocessore che indicano le densità di armature nelle due direzioni : principale (Direzione Verticale) e secondarie (Direzione orizzontale trasversale all'asse) sia al lembo superiore che al lembo inferiore delle Pile sempre nella combinazione più sollecitata.

ARMATURA PRINCIPALE (VERTICALE)



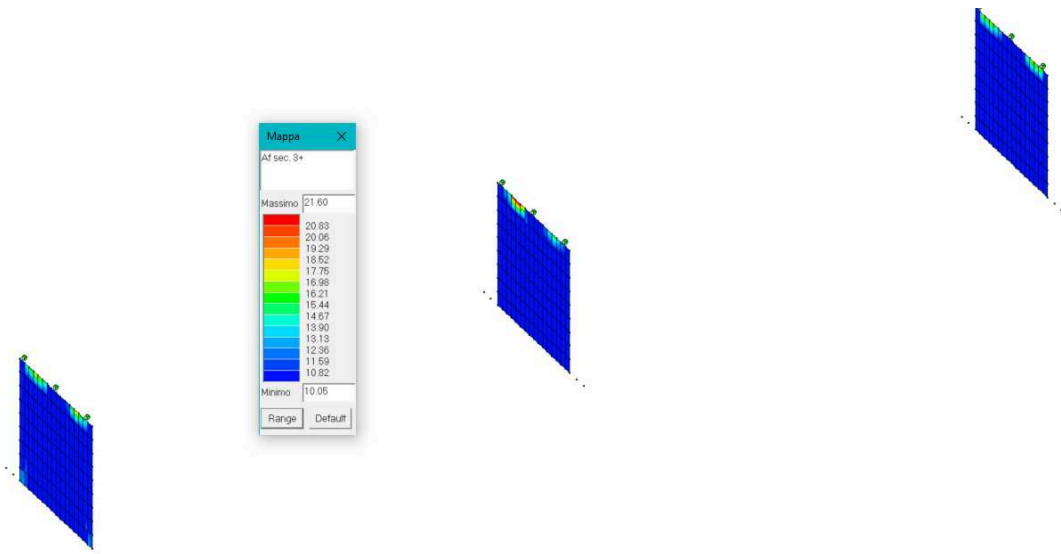
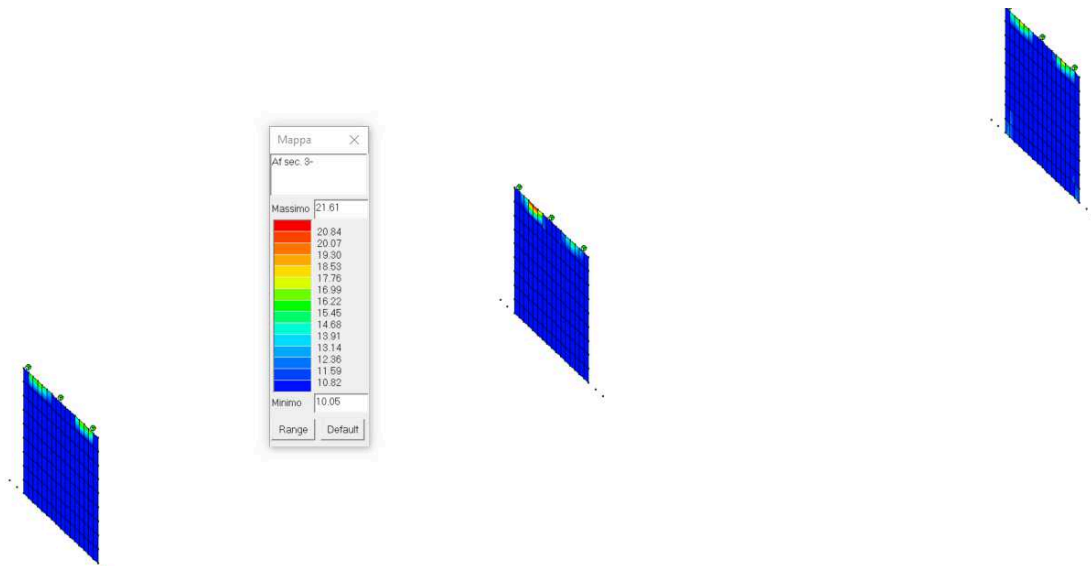
Densità di armatura dir.Princ. Lembo Sup.



Densità di armatura dir.Princ. Lembo Inf.

Come si vede le pile esterne presentano una punta di tensione ai lembi esterni con densità di armatura pari a circa 21 cmq/ml per il primo metro dalla sezione di incastro e per una larghezza di circa 30 cm.

ARMATURA SECONDARIA (ORIZZONTALE)

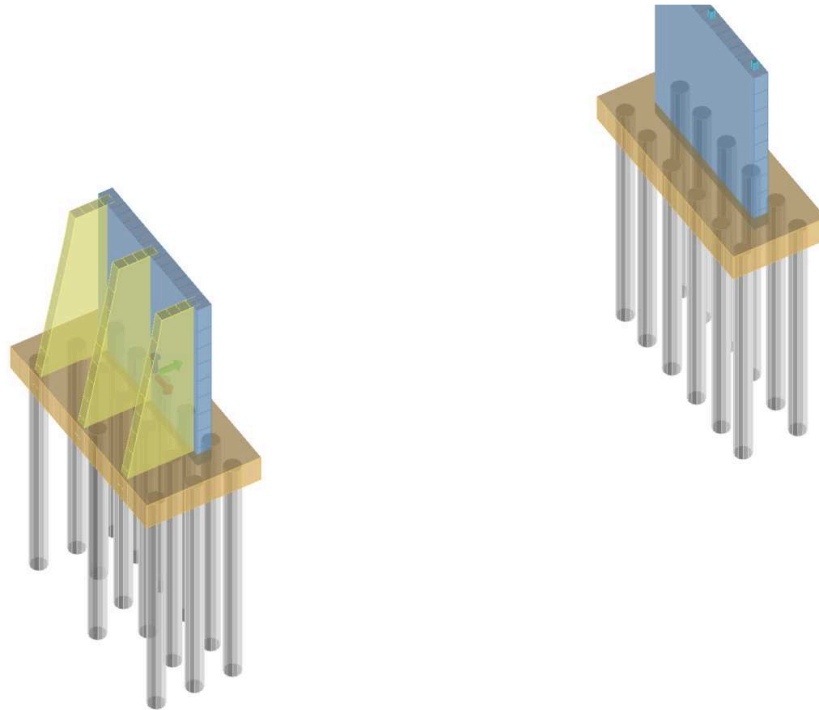
*Densità di armatura dir.Second. Lembo Sup.**Densità di armatura dir.Second. Lembo Inf.*

Come si vede le pile presentano una punta di tensione ai lembi superiori al livello degli appoggi con densità di armatura pari a di circa 21 cmq/ml per uno spessore di circa 50 cm.

Le armature delle Pile riportate nelle tavole di progetto sono disegnate in modo da ricoprire con esattezza le aree di domanda sopra evidenziate.

13.6 Verifica delle Spalle.

La Spalla tipo è composta da una platea di fondazione dello spessore di 130 cm di dimensioni 16.26x6.50 ml, tale platea verrà impostata ad una profondità di circa 2.00 ml dal piano di campagna ed appoggiata su 15 pali allineati su tre file parallele; i pali saranno del tipo trivellato gettati in opera del diametro di 80 cm della lunghezza di 12.ml a partire dal piano del magrone.

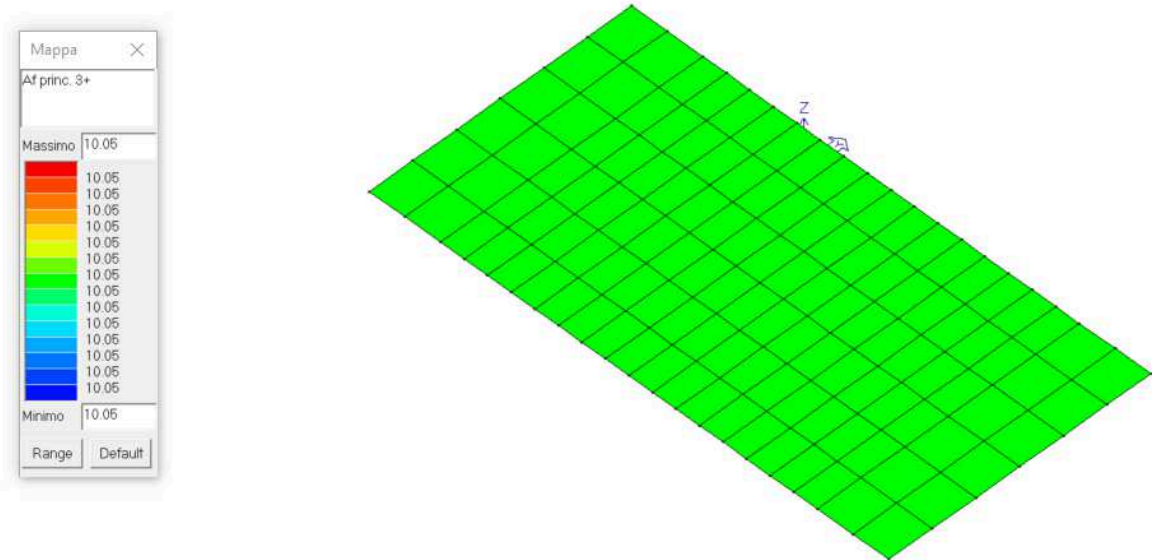


Vista 3D del modello FEM delle Pile.

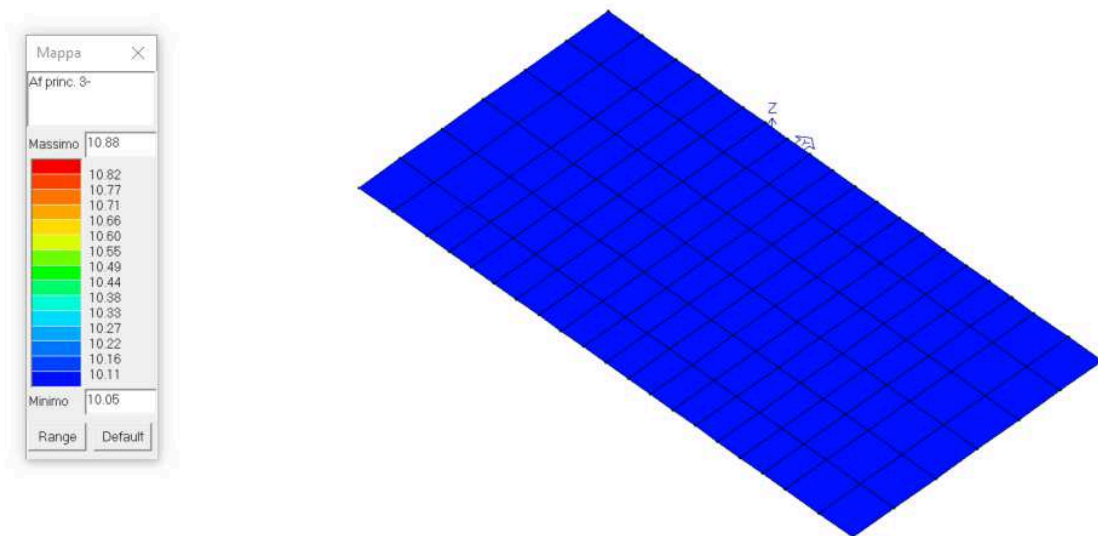
Sulla platea di fondazione sarà eretta la Spalla vera e propria composta dal muro di spalla controterra dello spessore di 100 cm e da tre contrafforti dello spessore di 50 cm ad irrigidimento della struttura il tutto meglio illustrato nelle tavole grafiche dedicate.

13.6.1 Verifica Fondazioni delle Spalle.

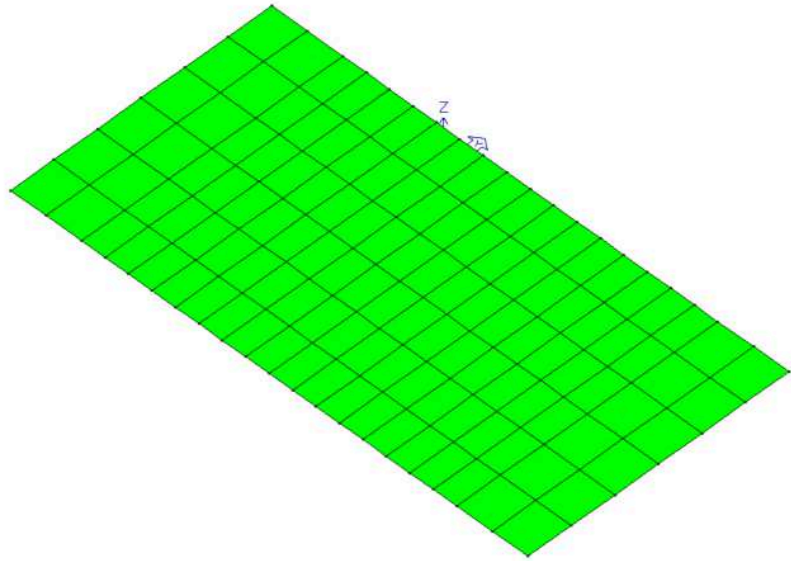
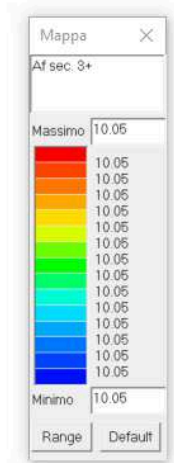
Di seguito riportiamo alcune immagini del postprocessore che indicano le densità di armature nelle due direzioni : principale (trasversale al ponte) e secondaria (secondo l'asse del ponte) sia al lembo superiore che al lembo inferiore della platea della Spalla più sollecitata.



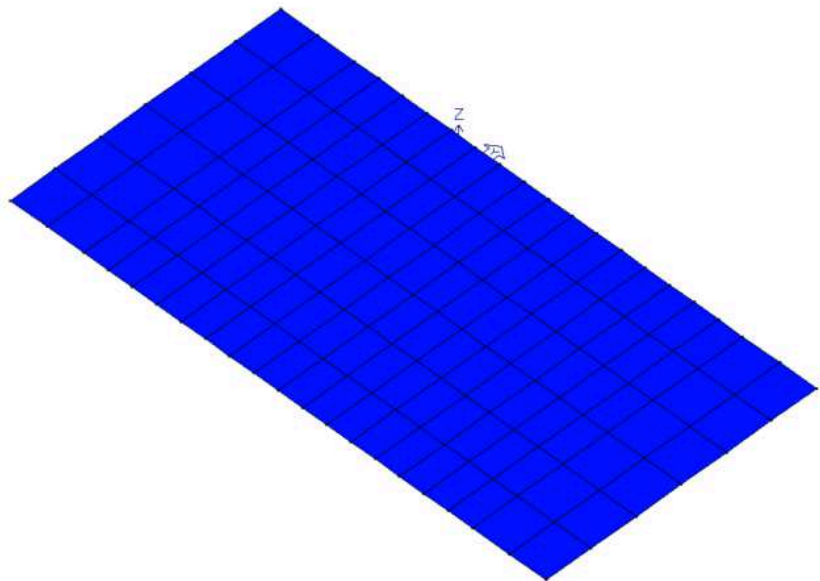
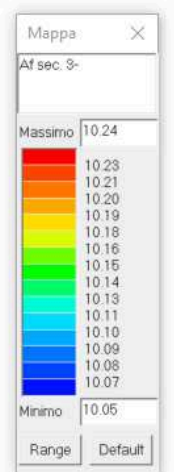
Densità di armatura dir.Princ. Lembo Sup.



Densità di armatura dir.Princ. Lembo Inf.



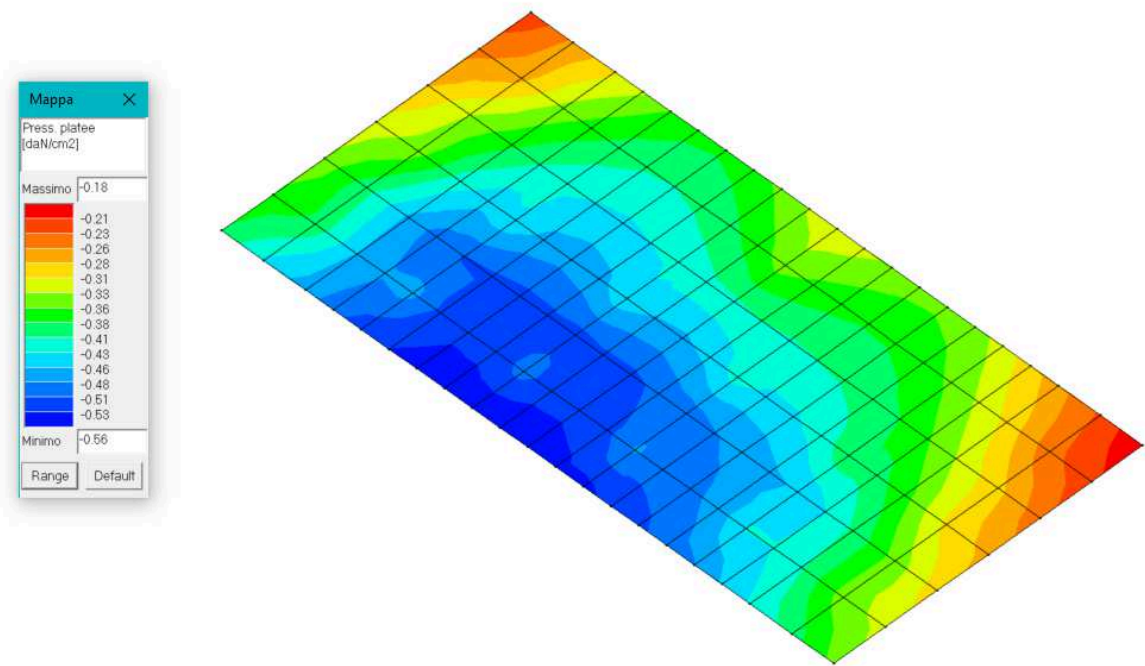
Densità di armatura dir.Second. Lembo Sup.



Densità di armatura dir.Second. Lembo Inf.

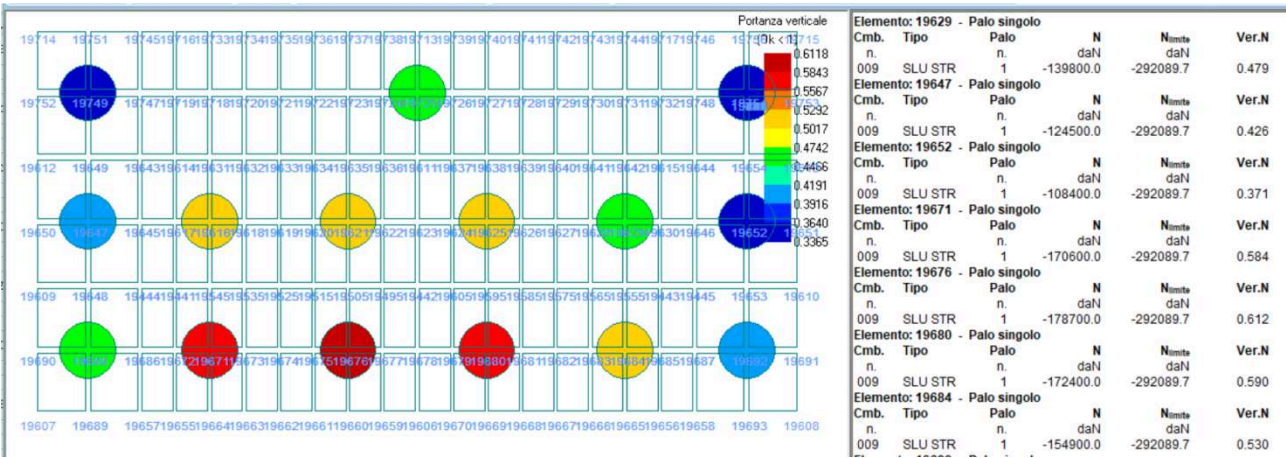
Come si vede nelle platee delle spalle l'armatura non si discosta praticamente mai dal minimo di pelle fissato dal progettista in 1 d16/20 cm nei due sensi equivalente a 10.5 cmq/ml.

Le armature delle platee riportate nelle tavole di progetto sono disegnate in modo da ricoprire con esattezza le aree di domanda sopra evidenziate.



Pressioni sul Terreno in Cmb9. Min=-0.56 daN/cm²

Verifica Pali della Spalla più impegnata:

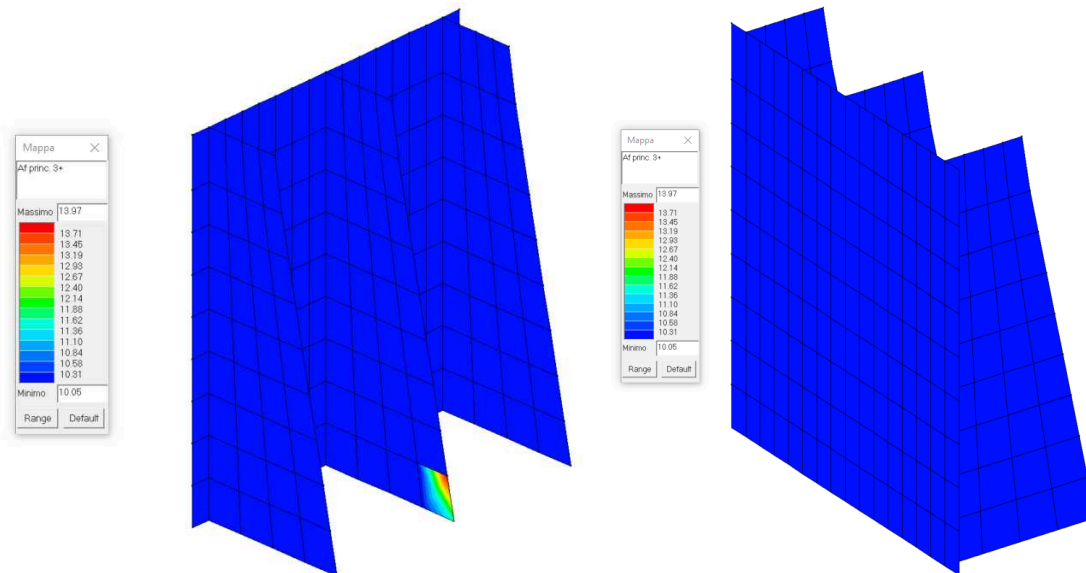


Il Palo più impegnato risulta essere il palo n.19676 che sopporta in Combinazione n.9 un carico Verticale pari a 178.7 t con uno sfruttamento rispetto al carico Limite pari al 61.2%.

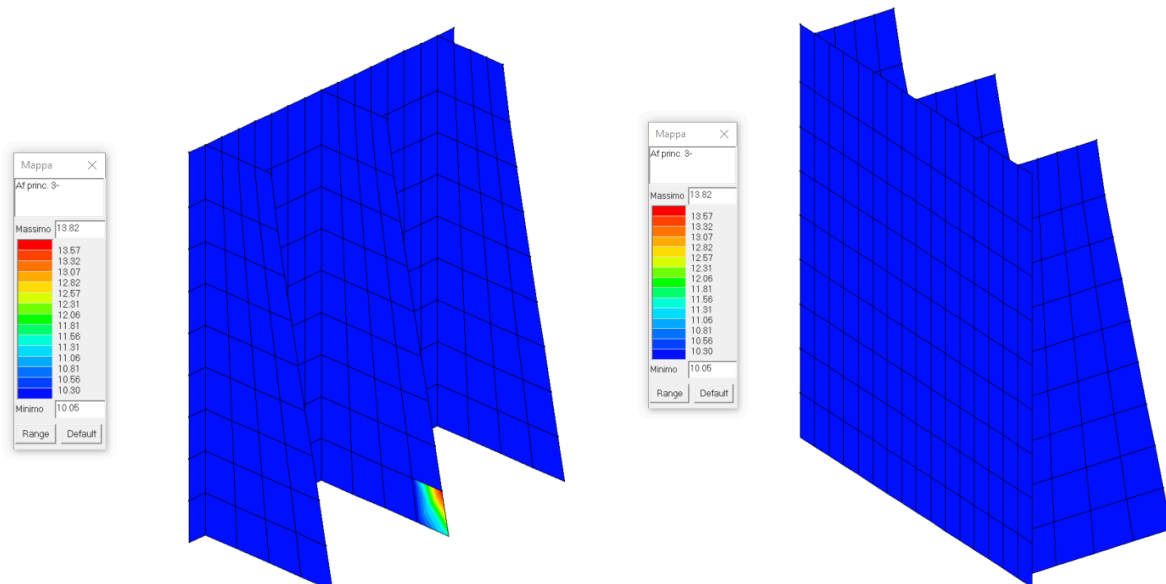
13.6.2 Verifica dell'elevazione delle Spalle.

Di seguito riportiamo alcune immagini del postprocessore che indicano le densità di armature nelle due direzioni : principale (Direzione Verticale) e secondarie (Direzione orizzontale trasversale all'asse) sia al lembo superiore che al lembo inferiore delle Spalle sempre nella combinazione più sollecitata.

ARMATURA PRINCIPALE (VERTICALE)



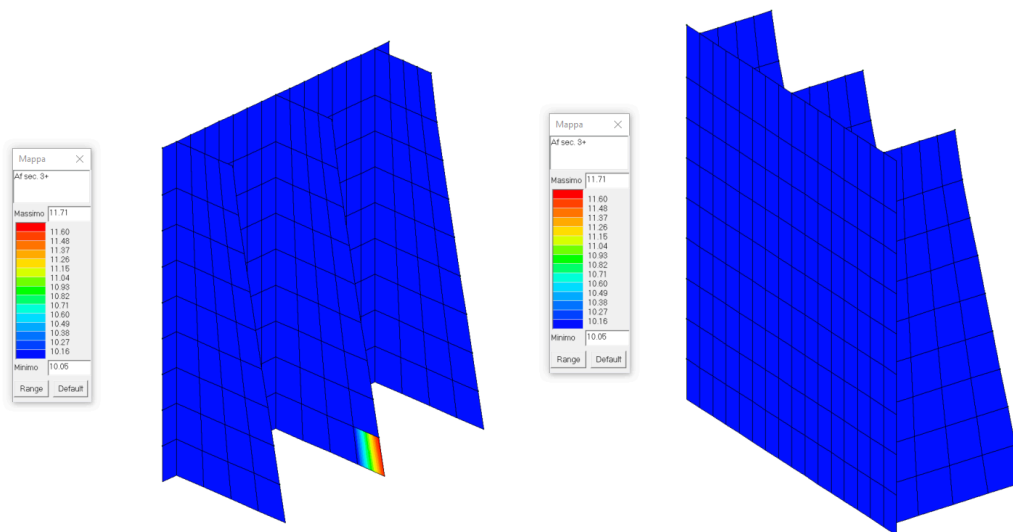
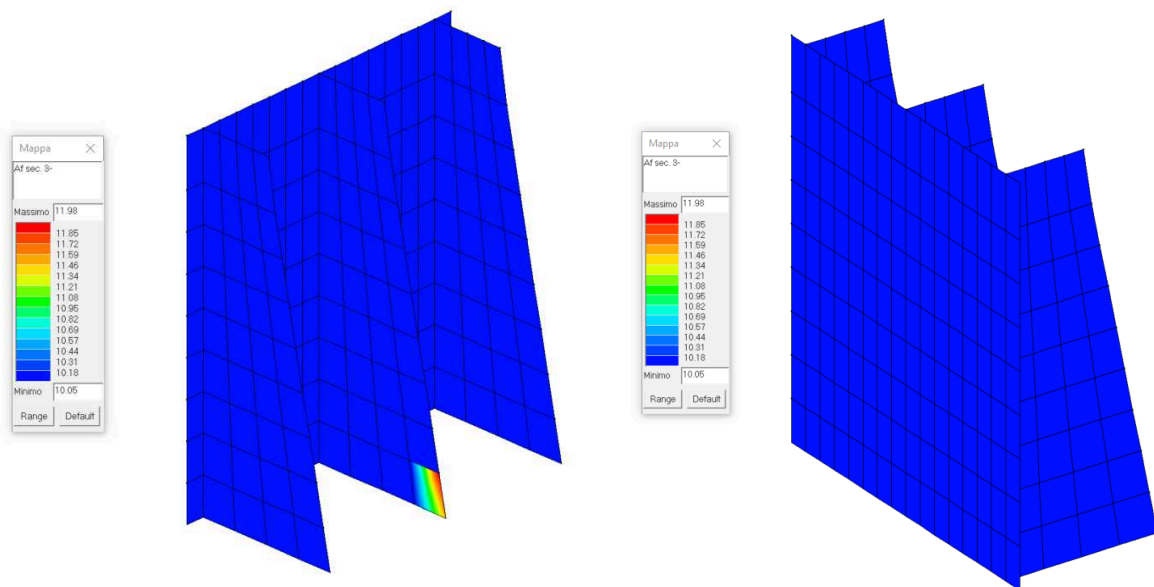
Densità di armatura dir.Princ. Lembo Sup.



Densità di armatura dir.Princ. Lembo Inf.

Come si vede le pile esterne presentano una punta di tensione ai lembi esterni con densità di armatura pari a circa 21 cmq/ml per il primo metro dalla sezione di incastro e per una larghezza di circa 30 cm.

ARMATURA SECONDARIA (ORIZZONTALE)

*Densità di armatura dir.Second. Lembo Sup.**Densità di armatura dir.Second. Lembo Inf.*

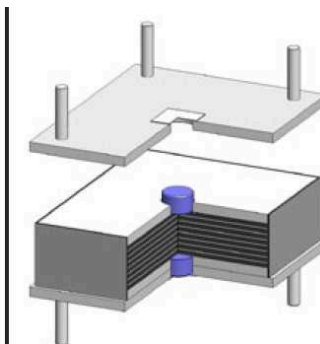
Come si vede le strutture in elevazione delle Spalle rimangono sempre coperte dalla armatura base di pelle (1 d16/20cm) solamente il contrafforte centrale in prossimità della base presenta una piccola punta di tensione con densità di armatura massima di circa 13 cmq/ml per una zona molto limitata in prossimità della platea.

Le armature delle Spalle riportate nelle tavole di progetto sono disegnate in modo da ricoprire con esattezza le aree di domanda sopra evidenziate.

13.7 Verifica degli appoggi in Neoprene armato sulle Spalle.

Come già detto in precedenza l'impalcato è vincolato con vincoli di semplice appoggio rigido sulle pile mentre alle estremità appoggia sulle spalle mediante tre appoggi per lato in Neoprene armato tipo AlgaBlock NB 800x400x54

ALGABLOC NB4



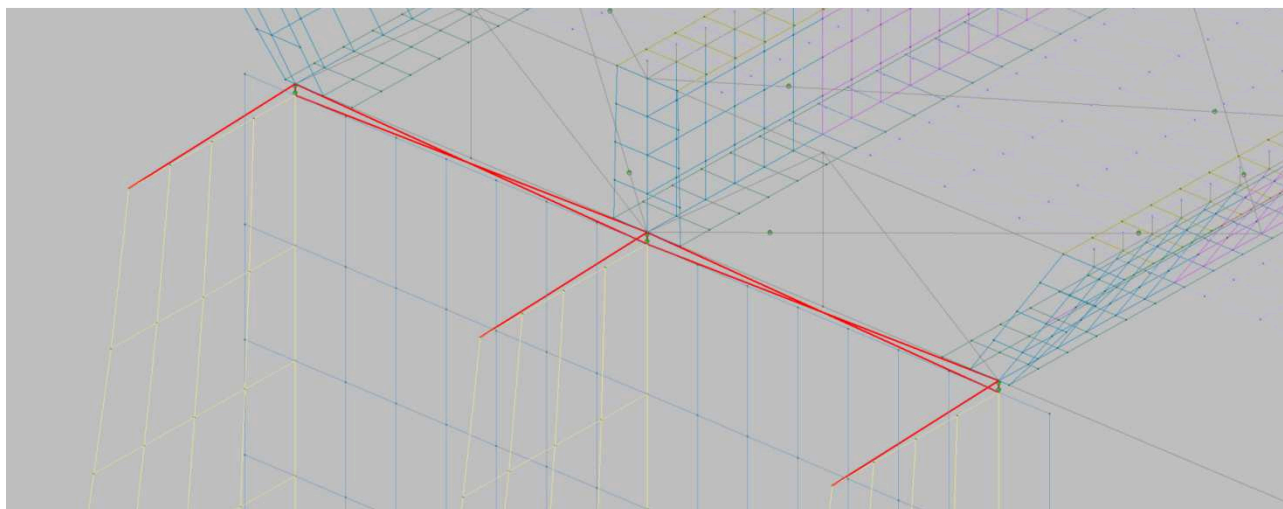
Avente le seguenti caratteristiche:

Dimensioni			hg	Combo 1			Combo 2			Kh	W
Ht	A	B		V	H	s*	V	H	s*		
mm	mm	mm	mm	kN	kN	mm	kN	kN	mm	kN/mm	kG
54	400	800	33	10119	66	7,6	9805	332	38,0	8,73	56,0

Questo tipo di appoggi consentono di mediare lo scambio di sollecitazioni in fase sia Statica che Sismica tra l'impalcato, le spalle e le pile di appoggio, in questo modo si vuole realizzare un sistema di vincolo diffuso nei confronti delle azioni orizzontali da Sisma in modo da ripartire nel modo migliore le azioni tra le pile e le spalle senza creare concentrazioni puntuali di reazioni vincolari.

La rigidità orizzontale dell'appoggio permette inoltre di abbassare le frequenze dei primi modi di vibrare della struttura (specialmente in senso orizzontale) migliorando così la risposta spettrale dell'intero sistema.

La rigidità orizzontale di questo tipo di appoggi è pari a 8.73 KN/mm e tale caratteristica è stata riprodotta nel modello mediante uno schema di Spring elastici di lunghezza e sezione opportuna tali da riprodurre esattamente la stessa rigidità di vincolo nell'interscambio di azioni tra Spalla ed Impalcato, di seguito riportiamo lo schema geometrico di tale sistema.



Spring elastici che riproducono la rigidezza degli apparecchi di appoggio della travata sulle Spalle.

Di seguito andremo a verificare gli appoggi nelle due situazioni limite di massimo carico verticale e di massima azione orizzontale.

Massimo Carico Verticale sull'Appoggio: Combinazione n.9

$N = 187.4 \text{ t}$

$V.\text{longit.} = 19.5 \text{ t}$

$V.\text{trasv.} = 1.2 \text{ t} \Rightarrow V.\text{tot} = 19.6 \text{ t}$

Dalla tabella di fabbrica dell'appoggio in Combo2 abbiamo:

$\text{Vert.lim.} = 980.5 \text{ t}$ e contemporaneamente $H.\text{orizz.lim.} = 33.2 \text{ t}$ Verificato.

Massimo Carico Orizzontale Longitudinale sull'Appoggio: Combinazione n.51 Sisma SLV

$N = 65.0 \text{ t}$

$V.\text{longit.} = 26.4 \text{ t}$

$V.\text{trasv.} = 2.8 \text{ t} \Rightarrow V.\text{tot} = 26.5 \text{ t}$

Dalla tabella di fabbrica dell'appoggio in Combo2 abbiamo:

$\text{Vert.lim.} = 980.5 \text{ t}$ e contemporaneamente $H.\text{orizz.lim.} = 33.2 \text{ t}$ Verificato.

Massimo Carico Orizzontale Trasversale sull'Appoggio: Combinazione n.29 Sisma SLV

$N = 75.6 \text{ t}$

$V.\text{longit.} = 15.9 \text{ t}$

$V.\text{trasv.} = 12.4 \text{ t} \Rightarrow V.\text{tot} = 20.2 \text{ t}$

Dalla tabella di fabbrica dell'appoggio in Combo2 abbiamo:

$\text{Vert.lim.} = 980.5 \text{ t}$ e contemporaneamente $H.\text{orizz.lim.} = 33.2 \text{ t}$ Verificato.

Da quanto sopra si desume che la massima deformazione orizzontale dell'appoggio avviene nella Combinazione n.51 Sisma SLV ed è pari a :

$S.\text{max} = 265/8.73 = 30.3 \text{ mm} < 38 \text{ mm}$ pari a S^* dalla tabelle dell'Appoggio in Combo 2.

Verificato.

14 Conclusioni:

Per quanto sopra esposto seppure nell'ambito di un dimensionamento preliminare come richiesto dal presente progetto di fattibilità, si può concludere che le dimensioni ed i materiali proposti realizzano una struttura adatta e sufficiente a soddisfare le domande di resistenza, duttilità e durabilità che un opera di questo tipo deve avere ai sensi della Normativa adottata.

Massa Aprile 2021

In fede il Progettista Paolo Edoardo Giusti

