



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

CUP F2602000340001 CIG 652449686B



GARA CA 08/15 - NUOVA SS 554 CAGLIARITANA

ADEGUAMENTO DELL'ASSE ATTREZZATO URBANO ED ELIMINAZIONE DELLE INTERSEZIONI A RASO DAL KM 1+500 AL KM 11+850

PROGETTO DEFINITIVO

ASSE STRADALE PRINCIPALE VIADOTTI

VIADOTTO MONSERRATO - km 5+960

Relazione di calcolo delle sottostrutture

CODICE PROGETTO			CODICE ELABORATO					SCALA	DATA
progetto	liv.	numero	campo 1	campo 2	campo 3	campo 4	rev		
D P C A 0 6	D	1 5 0 1	T 0 0	V I 0 1	S T R	R E 0 2	C	-	03/05/2019

CONCORRENTE:



PROGETTISTA INDICATO COSTITUENDO R.T.P.

Capogruppo Mandataria R.T.P.



Mandante



Mandante

ING. FRANCESCA LEO

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
FRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paolo Cucino

RESPONSABILE ELABORATO

Ing. Antonio De Girolamo

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	Inquadramento generale dell'intervento	4
1.2	Oggetto specifico della relazione: sottostrutture	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida	6
2.2	Elaborati	6
2.3	Relazioni	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	7
3.1	Conglomerato cementizio	7
3.1.1	Elevazioni Pile	7
3.1.2	Elevazioni Spalle	7
3.1.3	Fondazioni (Platee Spalle, Plinti Pile)	7
3.2	Acciaio per barre di armatura	8
3.3	Durabilità delle strutture in conglomerato cementizio armato	9
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO	10
4.1	Parametri geotecnici	10
4.2	Caratterizzazione sismica dell'area	10
4.2.1	Periodo di riferimento	10
4.2.2	Determinazione della categoria di sottosuolo	10
4.2.3	Determinazione della categoria topografica	10
4.2.4	Determinazione della azione sismica	11
5	CARICHI DI PROGETTO E AZIONI DI CALCOLO	12
5.1	Carichi permanenti strutturali	12
5.2	Carichi permanenti portati	12
5.3	Carichi variabili da traffico veicolare	12
5.3.1	Carichi verticali	12
5.3.2	Frenatura e avviamento	13
5.3.3	Forza centrifuga	13
5.4	Ritiro	13

5.5	Dilatazione termica	13
5.6	Vento	14
5.7	Azione Sismica	14
5.7.1	Classificazione dell'opera ai fini della valutazione dell'azione sismica	14
5.7.2	Parametri sismici di riferimento	14
5.8	Combinazione dei carichi.....	15
6	ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE.....	17
6.1	Geometria delle spalle	17
6.2	Modello agli elementi finiti.....	20
6.3	Analisi dei carichi della spalla	23
6.3.1	Peso proprio delle strutture	23
6.3.2	Peso proprio terreno imbarcato	23
6.3.3	Spinte orizzontali dovute al terreno	24
6.3.4	Carico stradale accidentale	26
6.3.5	Caratterizzazione sismica	27
6.3.6	Spinta sismica inerziale delle strutture	27
6.3.7	Spinta sismica del terreno	27
6.3.8	Carichi sismici derivanti dall'impalcato	31
6.3.9	Carichi statici derivanti dall'impalcato.....	33
6.4	Combinazioni di carico.....	34
6.5	Risultati delle analisi	35
7	VERIFICA DELLE SPALLE	36
7.1	Paraghiaia	36
7.1.1	Armatura verticale	36
7.1.2	Armatura orizzontale	40
7.2	Fusto.....	44
7.2.1	Armatura verticale	44
7.2.2	Armatura orizzontale	48
7.3	Muri d'ala	52
7.3.1	Armatura verticale	52
7.3.2	Armatura orizzontale	56

7.4	Platea in c.a.....	59
7.4.1	Armatura direzione X (ortogonale al fusto).....	60
7.4.2	Armatura direzione Y (parallela al fusto).....	64
8	ANALISI STRUTTURALE DELLE PILE	67
8.1	Modellazione FEM.....	68
8.1.1	Descrizione del modello	68
8.2	Analisi dei carichi	69
8.2.1	Pesi propri	69
8.2.2	Carichi trasmessi dall'impalcato per pila insistente tra campate 32+32m	70
8.2.3	Carichi trasmessi dall'impalcato per pila insistente tra campate 32+48m	70
8.2.4	Carichi trasmessi dall'impalcato per pila insistente tra campate 48+48m	70
8.3	Combinazioni di carico.....	71
8.4	Risultati delle analisi	71
9	VERIFICA DELLE PILE.....	72
9.1	Pile sostenenti campate 32+32m.....	72
9.1.1	Sollecitazioni risultanti	72
9.1.2	Verifica Fusto	74
9.1.3	Verifica Traverso	76
9.1.4	Verifica Mensola.....	79
9.2	Pile sostenenti campate 32+48m.....	80
9.2.1	Sollecitazioni risultanti	80
9.2.2	Verifica Fusto	82
9.2.3	Verifica Traverso	84
9.2.4	Verifica Mensola.....	87
9.3	Pile sostenenti campate 48+48m.....	88
9.3.1	Sollecitazioni risultanti	88
9.3.2	Verifica Fusto	90
9.3.3	Verifica Traverso	92
9.3.4	Verifica Mensola.....	94

1 PREMESSA

1.1 Inquadramento generale dell'intervento

La presente relazione di calcolo costituisce parte integrante del Progetto Definitivo "NUOVA SS 554 "CAGLIARITANA", adeguamento dell'asse attrezzato urbano ed eliminazione delle intersezioni a raso dal km 1+500 al km 11+850".

L'immagine riportata di seguito fornisce un inquadramento geografico dell'intervento con particolare riferimento all'oggetto specifico della relazione, il "Viadotto Monserrato", un'opera che verrà realizzata nell'ambito del Lotto 1, tra le progressive 5+760.20 e 6+176.20, sullo svincolo di omonima denominazione, tra l'asse principale della SS 554 e la direttrice costituita dalla SS.387 e Via Giulio Cesare, all'interno del Comune di Monserrato.

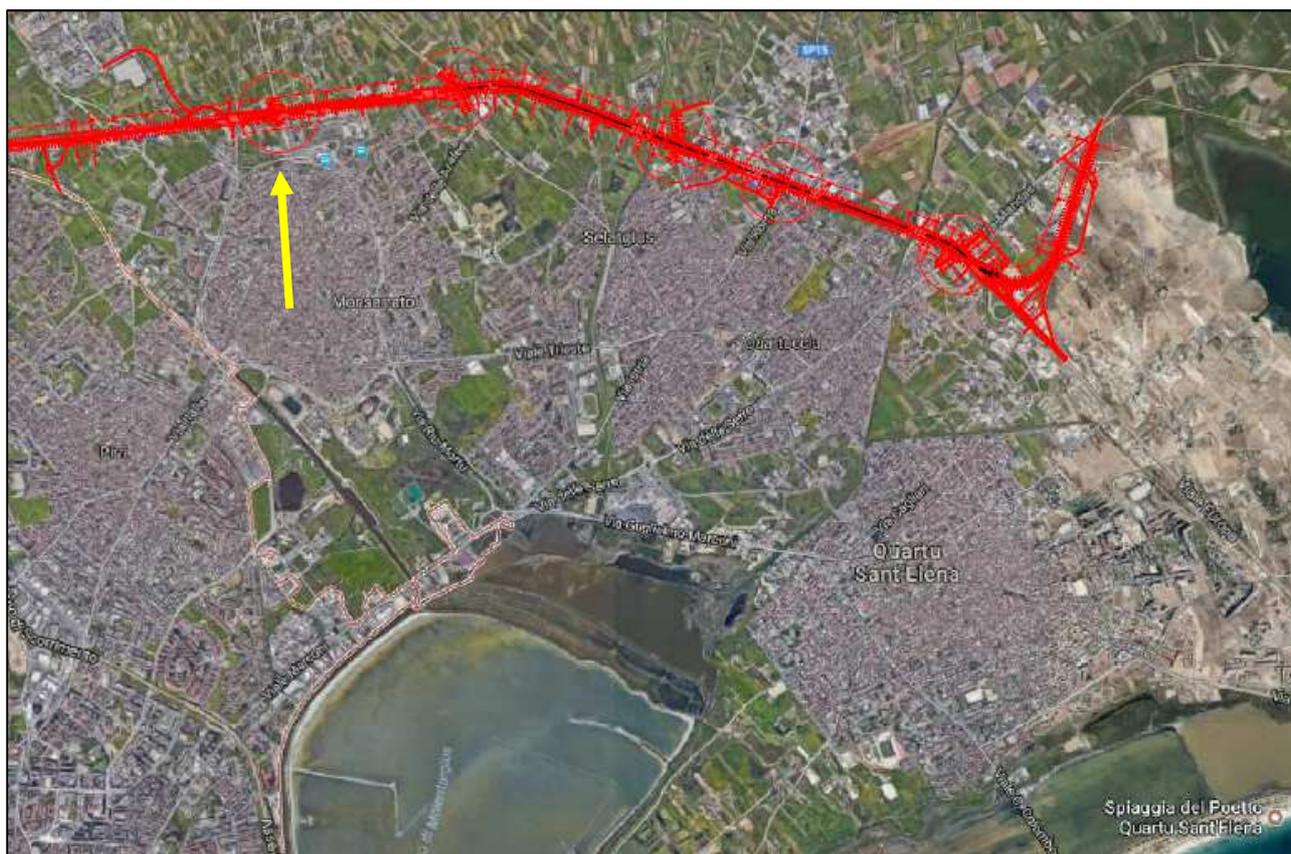


Figura 1 – Vista aerea dell'area oggetto di intervento

1.2 Oggetto specifico della relazione: sottostrutture

Le verifiche strutturali delle sottostrutture in c.a. del "Viadotto Monserrato" costituiscono l'oggetto della presente relazione. L'opera è costituita da una struttura a due impalcati separati (uno per ciascuna delle due carreggiate separate), appoggiate su sottostrutture a blocco unico, sia per quanto riguarda le spalle, che per quanto riguarda le pile.

Il documento si pone l'obiettivo di descrivere nel dettaglio i criteri progettuali adottati e le verifiche svolte ai fini del dimensionamento strutturale dell'opera. Per le verifiche geotecniche delle sotto-strutture si rimanda invece alla relazione specifica DPCA06-D-1501-T00-VI-01-STR-RE-03-A.

Di seguito si riportano una pianta schematica ed il profilo longitudinale dell'opera.

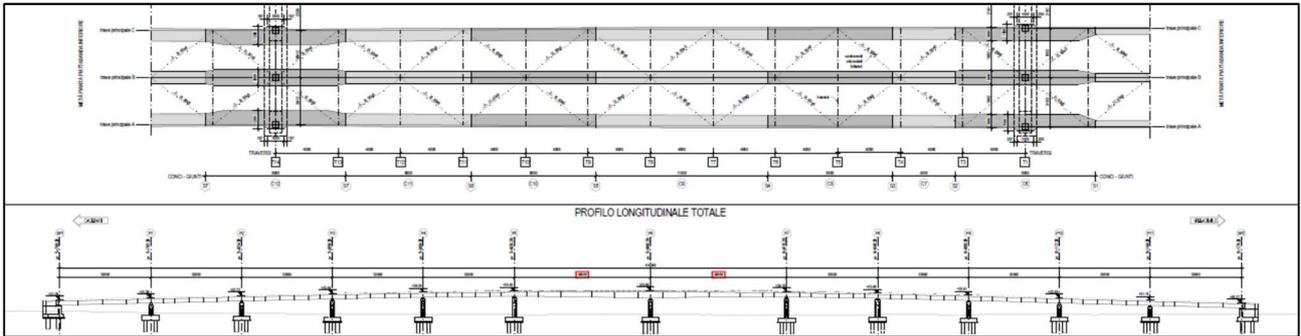


Figura 2 - Pianta e profilo del viadotto

L'impalcato del ponte si sviluppa in continuità su 12 campate di luce rispettivamente pari a 32 e 48 metri, si vedano gli elaborati grafici allegati.

La sezione trasversale a doppio impalcato si compone dalla sede stradale per una fascia centrale di 9.25 m, il settore rimanente comprende i due cordoli laterali (di larghezza rispettivamente 0.5 e 1.0 m) risultando un ingombro complessivo pari a 10.75 m. La struttura portante di impalcato si realizza con travi composte acciaio-calcestruzzo. Nello specifico si hanno 3+3 travi principali ad altezza costante $h=1.40$ m nelle campate da 32 m; per le campate da 48 si impiegano travi ad altezza variabile da 1.4 a 2.2 m. Le medesime sono collegate trasversalmente da traversi reticolari che garantiscono la ripartizione del carico ortogonalmente all'asse longitudinale del ponte.

Di seguito si riportano alcune immagini delle pile e delle spalle.

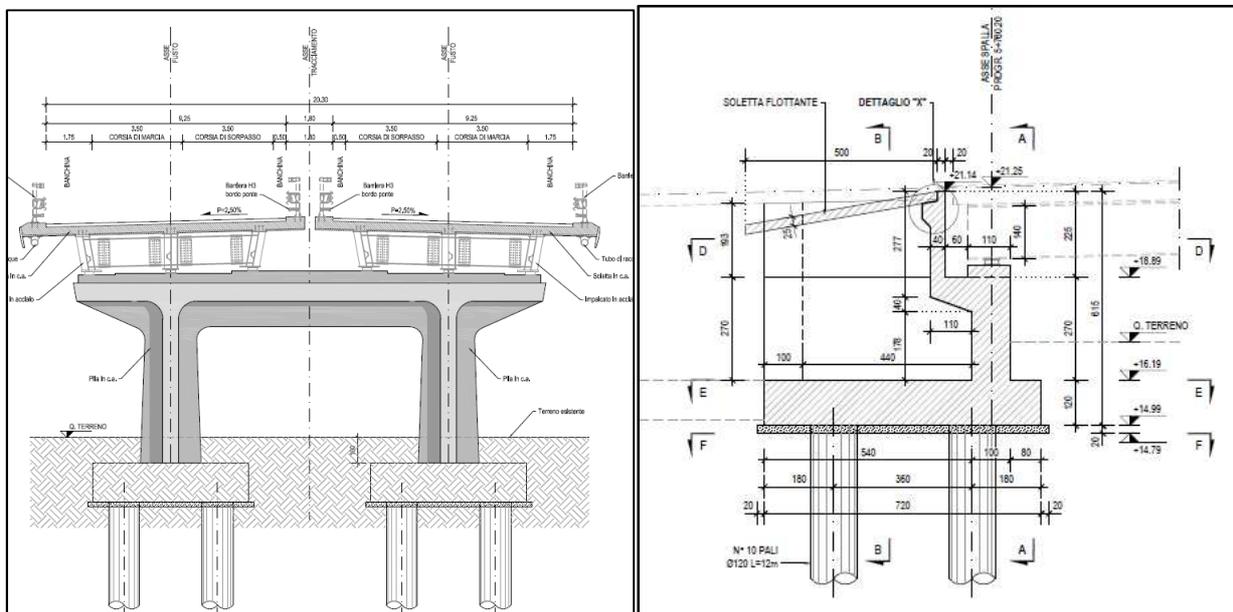


Figura 3 – Vista frontale della pila tipo e sezione longitudinale della spalla SP1

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative di riferimento, raccomandazioni e linee guida

In accordo a quanto prescritto dall'art. 21 della Legge 5 novembre 1971 n.1086 (G.U. n.321 del 21.12.1971) per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, nonché dall'art.1 della Legge 2 febbraio 1974 n.64 (G.U. n. 76 del 21.03.1974), nella progettazione di tutte le strutture trattate in questa relazione si fa riferimento alle normative, alle raccomandazioni ed alle linee guida di seguito proposte.

Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo ad integrare le informazioni in esse contenute, dove necessario, con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali.

Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo, dove necessario, ad integrare le informazioni in esse contenute con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali:

[1] D.M. 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni";

[2] Circolare 02.02.2009 n°617/C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;

Ad integrazione delle indicazioni proposte dal D.M. 14.01.2008, dove necessario, si è ritenuto opportuno riferirsi ai documenti di seguito indicati:

[3] EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".

[4] EN 1997-1: 2005 "Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali".

[5] EN 1998-1: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".

[6] EN 1998-5: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".

[7] UNI EN 206-1 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità";

[8] UNI EN 11104: 03.2004 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".

2.2 Elaborati

Tutti gli elaborati grafici di progetto definitivo.

2.3 Relazioni

[9] DPCA06-D-1501-T00-GE-01-GET-RE-01 - Relazione geotecnica generale

[10] DPCA06-D-1501-T00-VI-01-STR-RE-03 - Viadotto Monserrato. Relazione geotecnica

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella costruzione dovranno essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. In particolare valgono le indicazioni di seguito presentate.

3.1 Conglomerato cementizio

3.1.1 Elevazioni Pile

Per le strutture di elevazione quali il fusto delle pile è stato previsto un calcestruzzo classe C32/40 il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 18.8 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione (Elementi Inflessi): $f_{ctm} = 3.02 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità istantaneo: $E_{cm} = 33643 \text{ MPa}$

3.1.2 Elevazioni Spalle

Per le strutture di elevazione quali il fusto delle pile è stato previsto un calcestruzzo classe C32/40 il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 18.8 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione (Elementi Inflessi): $f_{ctm} = 3.02 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità istantaneo: $E_{cm} = 33643 \text{ MPa}$

3.1.3 Fondazioni (Platee Spalle, Plinti Pile)

Per le strutture di fondazione quali le platee delle spalle, la fondazione dell'arco e i plinti delle pile è stato previsto un calcestruzzo classe C25/30 il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione (Elementi Inflessi): $f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 1.98 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità istantaneo: $E_{cm} = 31476 \text{ MPa}$

3.2 Acciaio per barre di armatura

Nella strutture in c.a. dovranno essere poste barre nervate in acciaio B450C (secondo UNI EN 10080) controllato in stabilimento. Dovranno essere garantite la saldabilità e le caratteristiche meccaniche di seguito indicate:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo acciaio: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_a = 210000 \text{ MPa}$

3.3 Durabilità delle strutture in conglomerato cementizio armato

Per garantire la durabilità delle strutture di calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dagli attacchi chimico-fisici.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

La tabella seguente indica, con riferimento alle sottostrutture e alle fondazioni in oggetto, la vita nominale, la classe di esposizione (**Tabella 2**) e la classe di calcestruzzo, di ciascuna opera.

PONTI	VN [anni]	Classe d'uso	Classe esp.	Materiale	Copriferro [cm]
Elevazioni pile	100	IV	XC4+XD1	C32/40	4.5
Elevazioni spalle	100	IV	XC4+XD1	C28/35	4.5
Fondazioni spalle e pile	100	IV	XC2	C25/30	4.5
Pali fondazione di spalle e pile	100	IV	XC2	C25/30	5.0

Tabella 1 – Dimensionamento del copriferro

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

Tabella 2 – Descrizione delle condizioni ambientali (tab.4.1.III NTC2008)

I valori del copriferro sopra indicati sono maggiori rispetto ai valori minimi suggeriti in normativa (**Tabella 3**) poiché tengono conto sia della vita utile delle opere che delle tolleranze di posa delle armature.

Cmin	Co	Ambiente	C≥Co	Cmin <C< Co
C28/35	C40/50	Ordinario	20	25
C28/35	C40/50	aggressivo	30	35
C35/45	C45/55	molto aggressivo	40	45

Tabella 3 – Copriferri minimi in mm (tab.C4.1.IV NTC 2008)

Le verifiche di fessurazione dovranno garantire il soddisfacimento delle disuguaglianze di seguito riportate:

- Combinazione quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$;

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

4.1 Parametri geotecnici

Per i parametri geotecnici utilizzati si rimanda al documento specifico “Viadotto Monserrato. Relazione Geotecnica” DPCA06-D-1501-T00-VI-01-STR-RE-03.

4.2 Caratterizzazione sismica dell'area

I parametri di riferimento per il calcolo delle azioni sismiche derivano direttamente dalle indicazioni presentate nel D.M. 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”.

4.2.1 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna opera sono calcolate in relazione al periodo di riferimento di seguito riportato.

Viene assunto un valore di vita nominale pari a:

Vita nominale: $V_N = 100 \text{ aa}$

Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 100 \times 2.00 = 200 \text{ aa}$ (Classe IV)

4.2.2 Determinazione della categoria di sottosuolo

In accordo con la Normativa italiana di riferimento per il presente progetto (O.P.C.M. N° 3274 del 20/03/2003 e successive modifiche e integrazioni; Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008), la classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita, fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità.

Sulla base delle prove disponibili, di tipo sismico, è stata definita l'appartenenza della zona alle categorie di sottosuolo di tipo B “Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti”.

4.2.3 Determinazione della categoria topografica

Si definiscono i coefficienti di amplificazione topografica in accordo alle Tab. 3.2.IV e 3.2.VI - NTC 2008).

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Il coefficiente topografico, a seconda della zona, risulta in classe T1.

4.2.4 Determinazione della azione sismica

In ragione della posizione e delle caratteristiche dell'area, per le condizioni di riferimento SLV vengono assunti valori dell'intensità sismica pari a quanto di seguito riportato.

$$\frac{a_g}{g} = 0.07$$

$$S = S_s * S_t$$

$$S = 1.2 * 1.0 = 1.2$$

$$a_{max}/g = S * a / g = 0.084$$

5 CARICHI DI PROGETTO E AZIONI DI CALCOLO

5.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso proprio della struttura è stato determinato sulla base dei pesi specifici relativi ai materiali impiegati. In particolare per l'acciaio si è assunto un valore pari a 7850 kg/m^3 mentre per il calcestruzzo armato si è assunto un valore pari a 2500 kg/m^3 .

5.2 Carichi permanenti portati

I sovraccarichi permanenti portati derivano da tutti gli elementi di finitura e completamento necessari a garantire le caratteristiche funzionali dell'opera. Si individuano i seguenti contributi:

- $G_{\text{Ringrosso,int}} = 5.00 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Ringrosso,est}} = 5.00 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Parapetto}} = 2.00 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Guard-rail}} = 1.50 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Sottoservizi}} = 2.00 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{massetto}} = 2.00 \text{ kN/m}^2$
- $G_{\text{Pavimentazione}} = 20 \times 0.11 = 2.20 \text{ kN/m}^2$

5.3 Carichi variabili da traffico veicolare

5.3.1 Carichi verticali

Le caratteristiche geometriche definite per la carreggiata comportano la necessità di considerare la presenza di **3 corsie convenzionali** di larghezza $w_l = 3.00 \text{ m}$. I carichi considerati sono quelli definiti nel D.M. 14.01.2008 coerentemente alla classificazione dell'opera come **ponte di prima categoria**. Nello specifico, ai fini delle verifiche globali, lo schema di carico di tipo 1 risulta essere dimensionante per l'opera in oggetto. La seguente immagine fornisce i dati necessari ad individuare il convoglio "tipo" utilizzato nel calcolo.

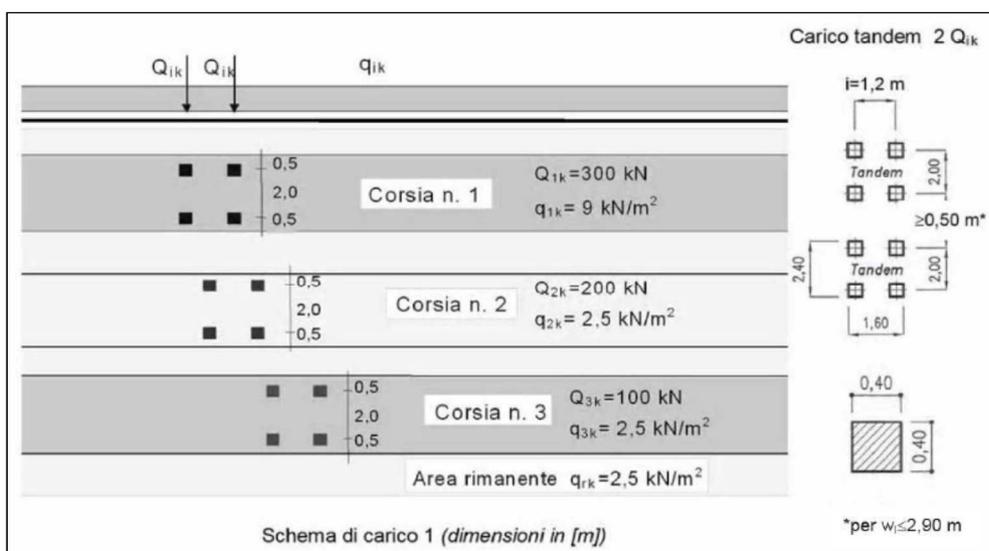


Figura 4 – Schema di carico 1 (D.M. 2008): definizione del convoglio di calcolo per ponti stradali di prima categoria

5.3.2 Frenatura e avviamento

La forza di frenatura ed avviamento, come prescritto dalla normativa di riferimento, è funzione del carico verticale totale agente sulla prima corsia convenzionale. Di conseguenza la risultante considerata nel calcolo risulta essere la seguente:

$$q_3 = 0.6 (2 Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L = 0.6 (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 416 = 1483.20 \text{ kN} > 900 \text{ kN} \rightarrow 900 \text{ kN}$$

La medesima si considera applicata all'estradosso della pavimentazione.

5.3.3 Forza centrifuga

L'impalcato è in rettilineo.

5.4 Ritiro

Il fenomeno del ritiro è stato valutato secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.6 del D.M. 14.01.2008, tramite il calcolo della $\epsilon_{cd,\infty}$, la quale risulta pari a $-273 \cdot 10^{-6}$. Tale è assimilabile ad un delta termico equivalente

$$\Delta T_{rit} = \epsilon_{cd,\infty} / \alpha = -273 \cdot 10^{-6} / 1.2 \cdot 10^{-5} = -22.75 \text{ }^\circ\text{C}$$

da associarsi al modulo elastico a lungo termine

$$E_{c,\infty} = E_{cm} / (1 + \phi) = 12940 \text{ MPa}$$

5.5 Dilatazione termica

In ottemperanza alle prescrizioni normative si considerano i seguenti carichi termici:

- **Impalcato acciaio-clc:** gradiente termico differenziale acciaio-clc $\pm 5^\circ\text{C}$;

5.6 Vento

L'azione del vento è stata considerata applicando a tutte le superfici potenzialmente investite una pressione normale di 2.50 kN/m². L'area assunta a rappresentazione dei carichi transienti, come richiesto dalla Normativa di riferimento, viene calcolata fissando una fascia di pertinenza di altezza pari a 3.00 m rispetto al livello definito dal piano viario. L'altezza dell'impalcato è pari a 2.80 m.

Sono di seguito riportati i calcoli delle azioni caratteristiche.

$$f_{\text{vento}} = 2.50 \times (3+2.80) = 14.50 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{vento}} = 14.50 \times 480 = 6960 \text{ kN}$$

5.7 Azione Sismica

5.7.1 Classificazione dell'opera ai fini della valutazione dell'azione sismica

L'opera è classificata come **Tipo di costruzione 3** e si individua una **classe d'uso IV**. Pertanto i parametri che permettono di definire l'azione sismica di progetto sono i seguenti:

- Vita nominale: VN = 100 anni
- Coefficiente d'uso: CU = 2.0
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: VR = VN x CU = 200 anni

5.7.2 Parametri sismici di riferimento

L'azione sismica di progetto si valuta con riferimento al sito individuando una **categoria B** di sottosuolo in classe topografica **T1**. Si riportano di seguito i parametri sismici di riferimento per i diversi stati limite previsti dalla norma.

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	Tc' [s]
SLO	120	0,033	2,756	0,31
SLD	201	0,039	2,82	0,322
SLV	1898	0,07	3,058	0,393
SLC	2475	0,075	3,09	0,401

Tabella 4 – Parametri sismici di riferimento

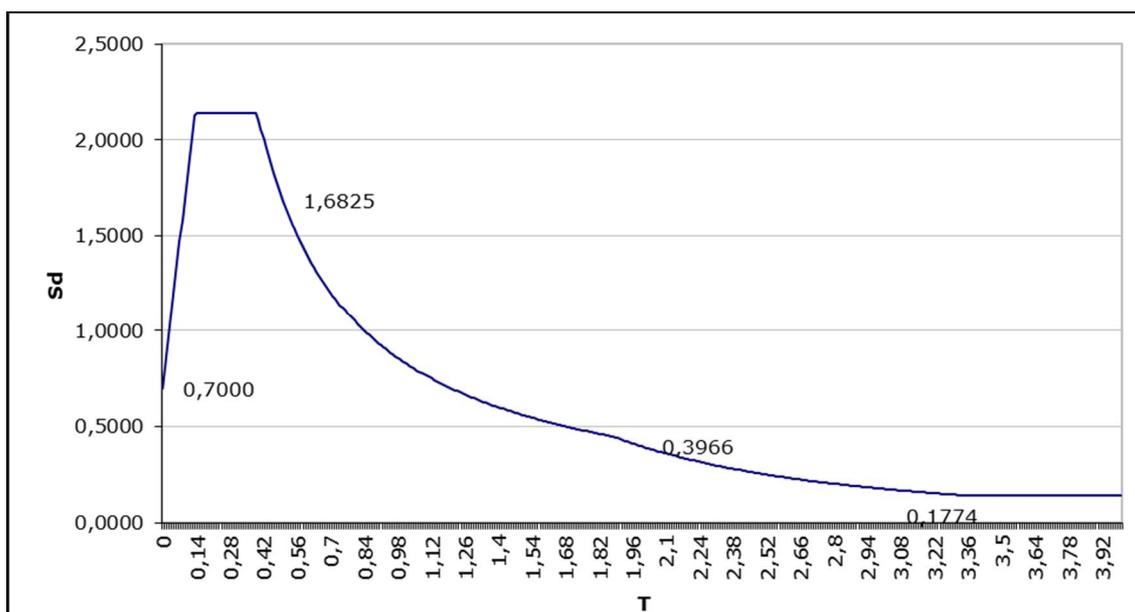


Figura 5 – Spettro di risposta allo SLV

5.8 Combinazione dei carichi

La determinazione dei valori delle sollecitazioni da utilizzare per l'esecuzione delle verifiche strutturali viene condotta facendo riferimento ai gruppi di azioni ed ai coefficienti di combinazione riportati nel D.M. 14.01.2008. La seguente tabella definisce i gruppi considerati:

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 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 kN/m ²
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 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

Tabella 5 – Definizione dei gruppi di azioni per i carichi variabili da traffico

I gruppi 3, 4 e 5 sono relativi alle sole verifiche locali. Si osserva inoltre come i gruppi di tipo 2a e 2b non siano certamente significativi ai fini del calcolo dell'impalcato. Il dimensionamento delle strutture verrà dunque condotto con riferimento gruppo 1.

I coefficienti di combinazione da impiegare nella definizione delle azioni di progetto allo SLU e SLE sono riportati nelle seguenti tabelle:

		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

Tabella 6 – Coefficienti di fattorizzazione dei carichi allo SLU

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
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

Tabella 7 – Coefficienti di combinazione delle azioni

6 ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto facendo riferimento agli usuali metodi proposti dalle teorie della Scienza delle Costruzioni. Più precisamente le tipologie strutturali presentate, a seconda della complessità, sono analizzate impiegando schemi statici semplificati o modellazioni numeriche agli elementi finiti.

Il software impiegato nelle simulazioni è il codice Straus 7 (release 2.3.7) prodotto dalla ditta Strand7 Software - Sydney e distribuito in Italia da HSH S.r.l. La validazione di tale prodotto deriva da una accreditata documentazione ("Verification Manual"), finalizzata ad attestare l'accuratezza delle soluzioni ottenute in relazione alla modellazione di problematiche fisiche con soluzioni analitiche note.

La verifica degli elementi costituenti le strutture descritte viene dunque effettuata adottando la filosofia proposta nel metodo agli stati limite, sia per gli elementi in calcestruzzo armato che per gli elementi in acciaio.

Il modello delle spalle del viadotto è stato condotto in modo disaccoppiato da quello dell'impalcato. Nella fattispecie si sono realizzati modelli tridimensionali, sia per fornire le sollecitazioni globali all'intradosso della fondazione, utili per la verifica geotecnica della fondazione, che per le verifiche strutturali della spalla stessa.

6.1 Geometria delle spalle

Di seguito si riportano le piante e le sezioni di carpenteria maggiormente rappresentative della spalla 1 (lato Cagliari) e della spalla 2 (lato Villasimius).

La spalla 1 ha dimensioni in pianta della fondazione di 19.20x7.20m ed elevazione (da estradosso fondazione a testa paraghiaia) di 4.72m sui due lati e di 4.95m centralmente.

La spalla 2 ha dimensioni in pianta della fondazione di 19.20x7.20m ed elevazione (da estradosso fondazione a testa paraghiaia) di 4.95m sui due lati e di 5.20m centralmente.

Lo schema di vincolo prevede l'utilizzo di appoggi su pile e spalle che consentono spostamenti lenti longitudinali, mentre bloccano su ciascuna pila e su entrambe le spalle gli spostamenti lenti trasversali: su entrambe le spalle sono installati apparecchi denominati shock transmitter che bloccano in caso di spostamenti istantanei gli spostamenti longitudinali.

Data la geometria del tutto simile delle due spalle si riporta l'analisi e la verifica della spalla più sollecitata.

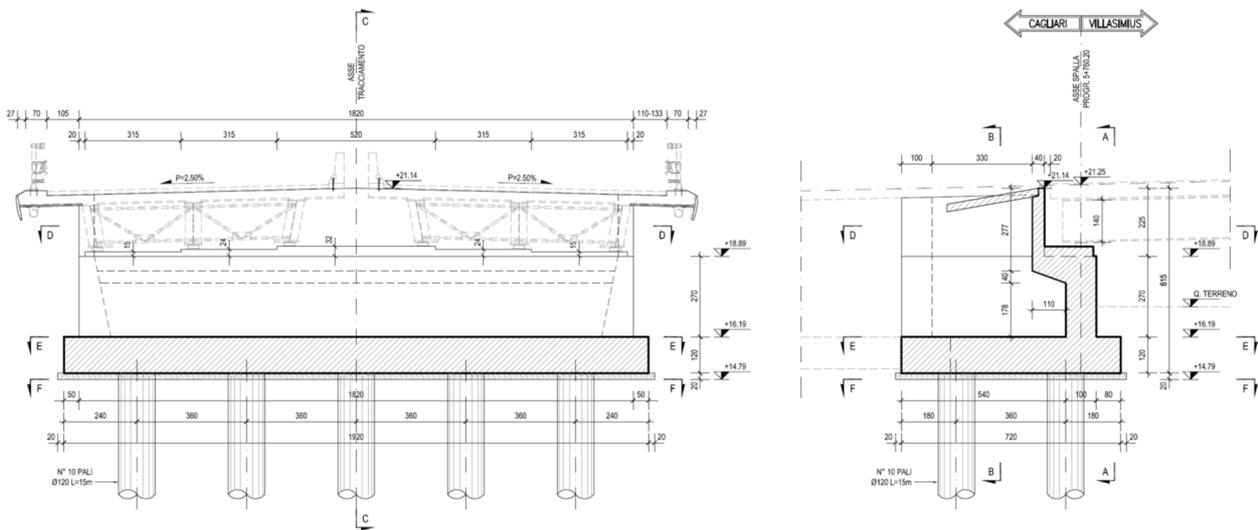


Figura 6: Sezione di carpenteria_Spalla 1

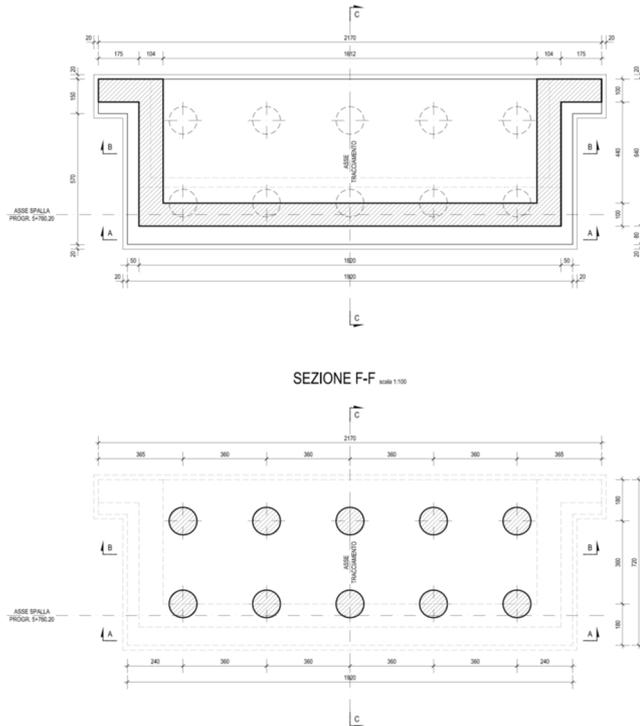


Figura 7: Pianta carpenteria_Spalla 1

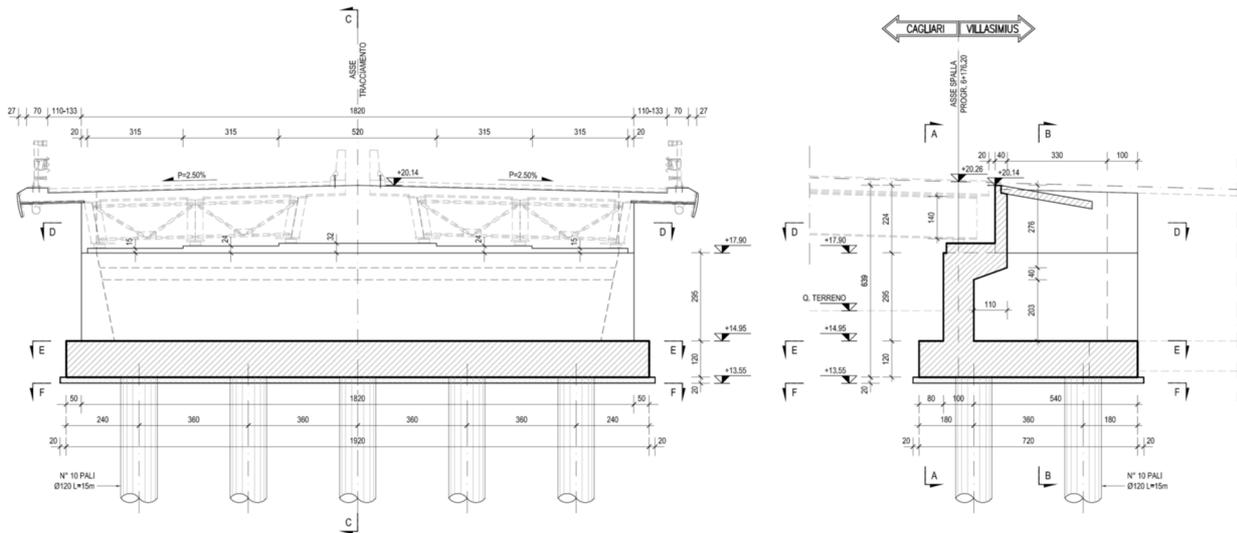


Figura 8: Sezione di carpenteria_Spalla 2

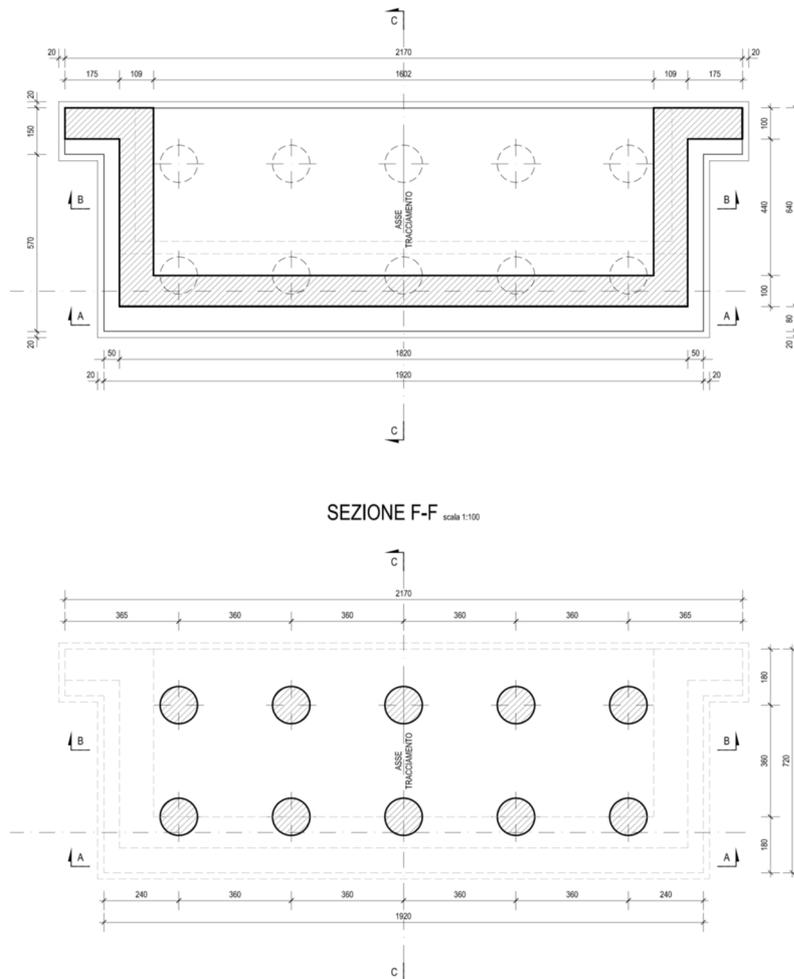


Figura 9: Sezione di carpenteria_Spalla 2

6.2 Modello agli elementi finiti

Il modello delle spalle è stato implementato con elementi bidimensionali (plate) in modo più congruente possibile alla geometria reale.

Gli elementi della spalla sono classificati in:

- Fusto: Muro frontale della spalla su cui appoggia direttamente l'impalcato.
- Paraghiaia: Proseguimento del fusto con disassamento rispetto allo stesso e diminuzione dello spessore.
- Muri di risvolto o muri d'ala: Muri disposti parallelamente alla carreggiata e collegati con il fusto. Hanno la funzione di contenere il cono di rilevato a tergo fusto.
- Platea di fondazione sia essa diretta o su pali.

Sono stati quindi realizzati due modelli:

- 1) "Modello agli elementi finiti per l'analisi dei muri" in cui vengono rappresentati tutte le componenti strutturali della spalla con elementi bidimensionali plate di opportuno spessore, a meno della platea che viene schematizzata con elementi link a livello dell'estradosso fondazione;

Il modello agli elementi finiti dei muri ha due scopi:

- Il calcolo delle azioni globali agenti sulla fondazione, con riferimento al baricentro della palificata. Questo è il primo risultato da ottenere, in modo tale che i geotecnici possano fare le verifiche di portanza dei pali e quindi confermare la geometria stessa della spalla;
- Il calcolo delle sollecitazioni agenti sui muri, con lo scopo di effettuare le verifiche strutturali

- 2) "Modello agli elementi finiti per l'analisi della fondazione" in cui vengono rappresentati tutte le componenti strutturali della spalla con elementi bidimensionali plate di opportuno spessore compresa la platea di fondazione: per l'interazione tra terreno e struttura si utilizza il modello alla winkler applicando ai plate delle molle di opportuna rigidezza; in presenza di pali dette molle vengono poste di infinita rigidezza.

Il modello agli elementi finiti dei muri ha uno scopo:

- Il calcolo delle sollecitazioni agenti sulla platea, con lo scopo di effettuare le verifiche strutturali.

Si considera l'asse x di direzione parallela all'asse longitudinale d'impalcato e con verso interno al terreno imbarcato della spalla e si considera l'asse z di direzione verticale posto verso l'alto.

Si riportano ora alcune immagini rappresentative della modellazione 3D.

Spalla 1 e Spalla 2

In particolare si possono notare i diversi spessori assegnati agli elementi platea, qui di seguito riassunti:

- Paraghiaia: $s = 0.40\text{m}$
- Fusto: $s_{\min} = 1.0\text{m}$
- Muro d'ala inferiore: $s = 1.0\text{m}$
- Muro d'ala superiore: $s = 0.50\text{m}$
- Fondazione: $s = 1.2\text{m}$

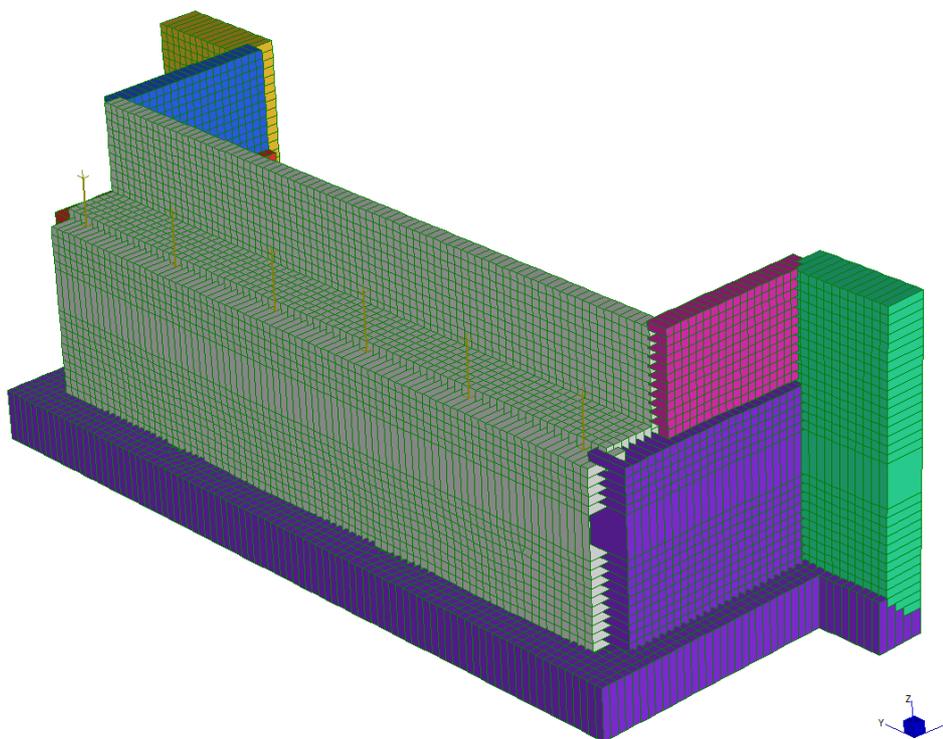


Figura 10: Modello con platea - Vista tridimensionale fronte - Spalla 1

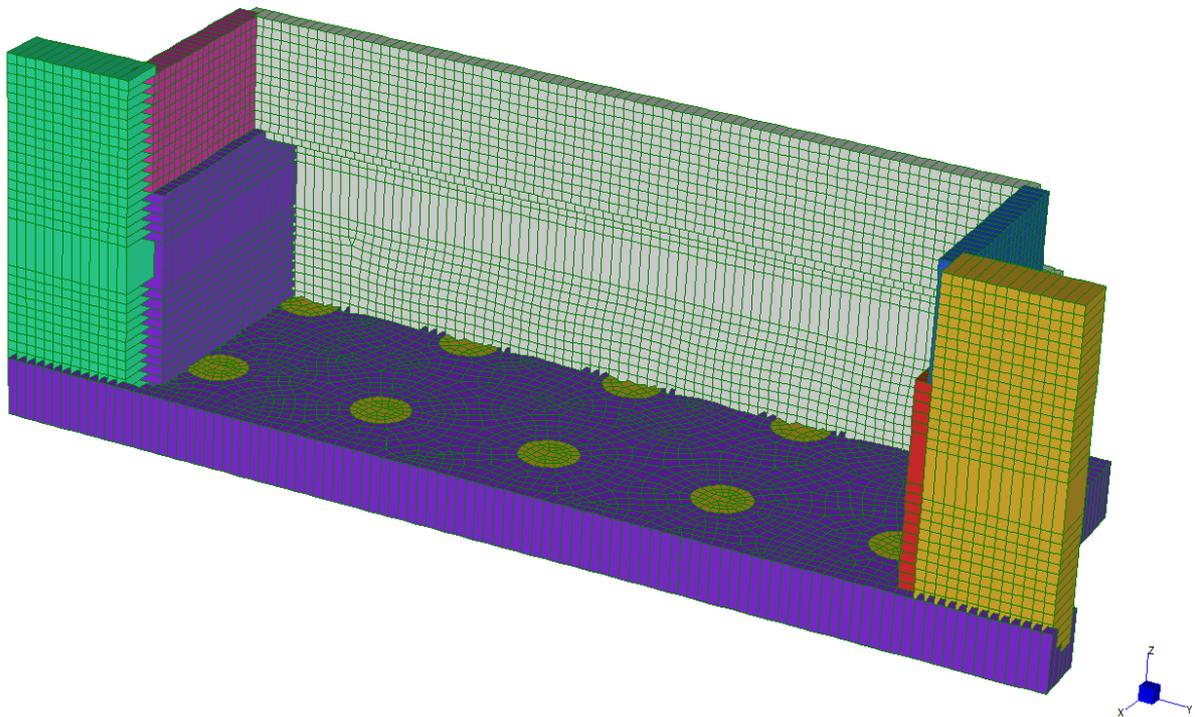


Figura 11: Modello con platea - Vista tridimensionale retro - Spalla 1

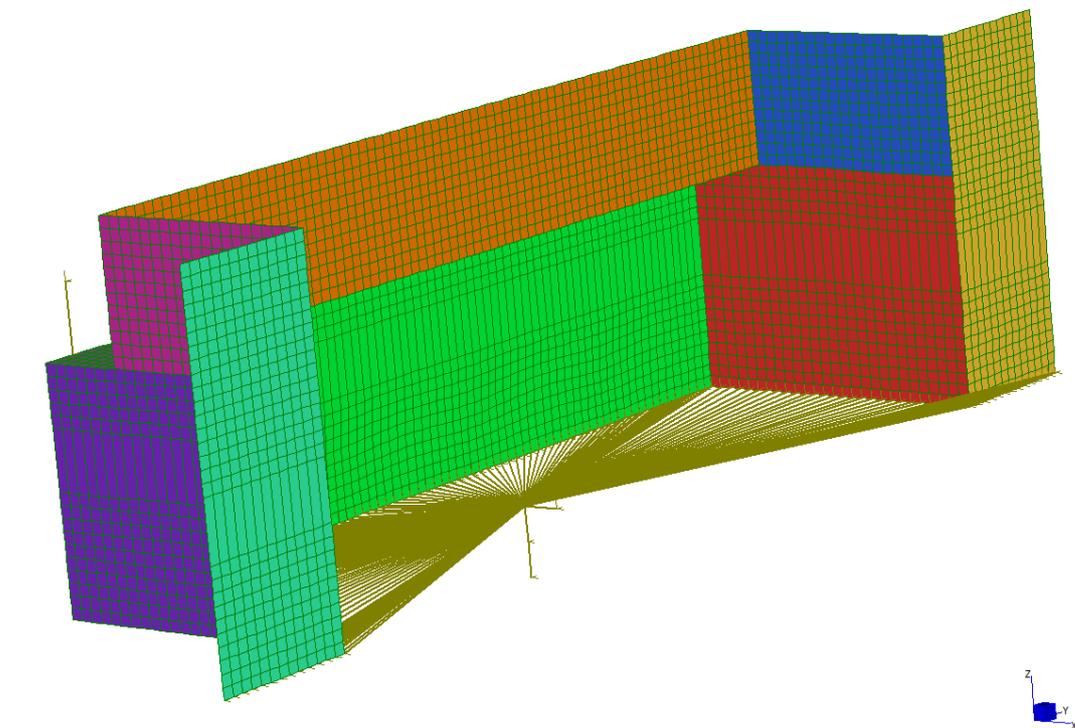


Figura 12: Modello con link - Vista tridimensionale fronte - Spalla 1

6.3 Analisi dei carichi della spalla

Si indicano nel seguito i carichi elementari applicati ai vari modelli. Si descrive l'analisi dei carichi per il solo modello con link essendo maggiormente articolato, ma le stesse considerazioni sono applicabili anche al modello con la platea.

6.3.1 Peso proprio delle strutture

Il software di calcolo agli elementi finiti tiene già autonomamente in conto del peso proprio degli elementi strutturali per mezzo del loro peso specifico. Nella fattispecie la struttura è tutta composta di calcestruzzo armato e il suo peso specifico è pari a:

$$g_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Non avendo modellato la fondazione si è aggiunto il suo contributo al peso proprio come forza concentrata nel baricentro della stessa.

Spalla 1

$$P.P._{fondaz} = B \times L \times H \times g_{cls} = 19.20\text{m} \times 7.20\text{m} \times 1.2\text{m} \times 25.0\text{kN/m}^3 = 4147.2 \text{ kN}$$

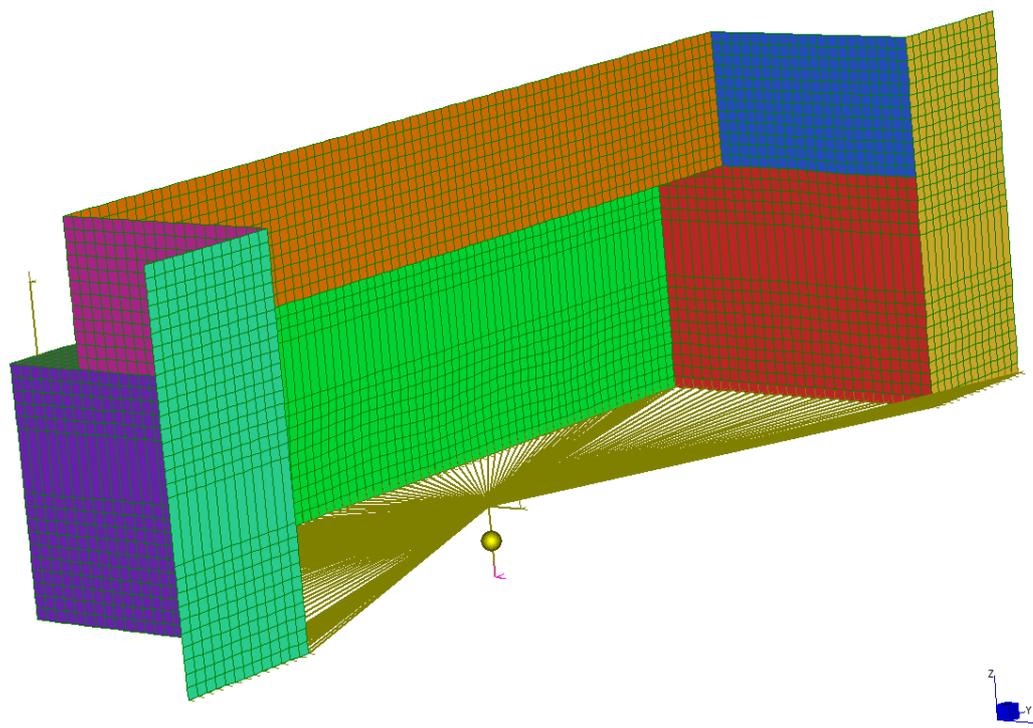


Figura 13: Peso proprio della fondazione

6.3.2 Peso proprio terreno imbarcato

Tale carico corrisponde al carico in platea dovuto al peso proprio del terreno di riempimento all'interno della spalla. Si riportano qui di seguito i diversi valori calcolati nelle diverse configurazioni.

Spalla 1

$$P.P._{terr} = \gamma_{terr} \times V_{terr} = 17.20m \times 5.40m \times 4.95m \times 20kN/m^3 = 9195.12 \text{ kN}$$

Tale carico viene posizionato nel suo baricentro e collegato al baricentro della fondazione attraverso dei rigid link.

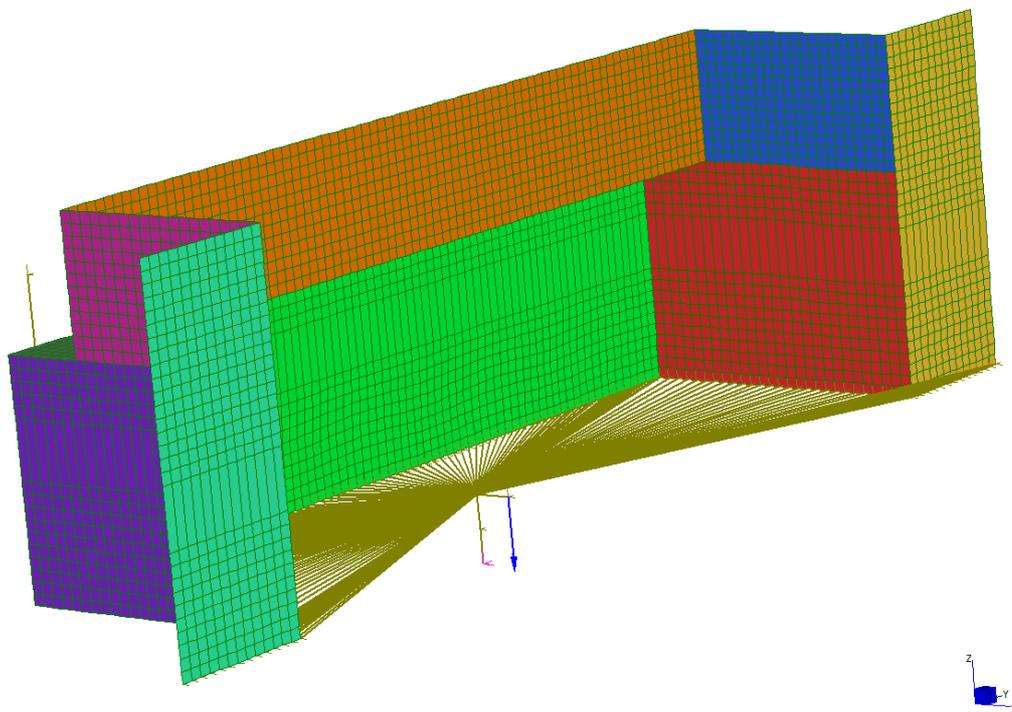


Figura 14: Peso del terreno di riempimento

6.3.3 Spinte orizzontali dovute al terreno

I parametri del terreno utilizzati per il calcolo delle spinte sono i seguenti:

$$\gamma_{ter} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$k_0 = (1 - \sin(\phi)) = 0.426$$

Con tali dati si può calcolare la spinta triangolare:

$$q = \gamma_{ter} k_a y$$

Che viene poi applicata al modello nel modo seguente per ciascuna direzione orizzontale e verso:

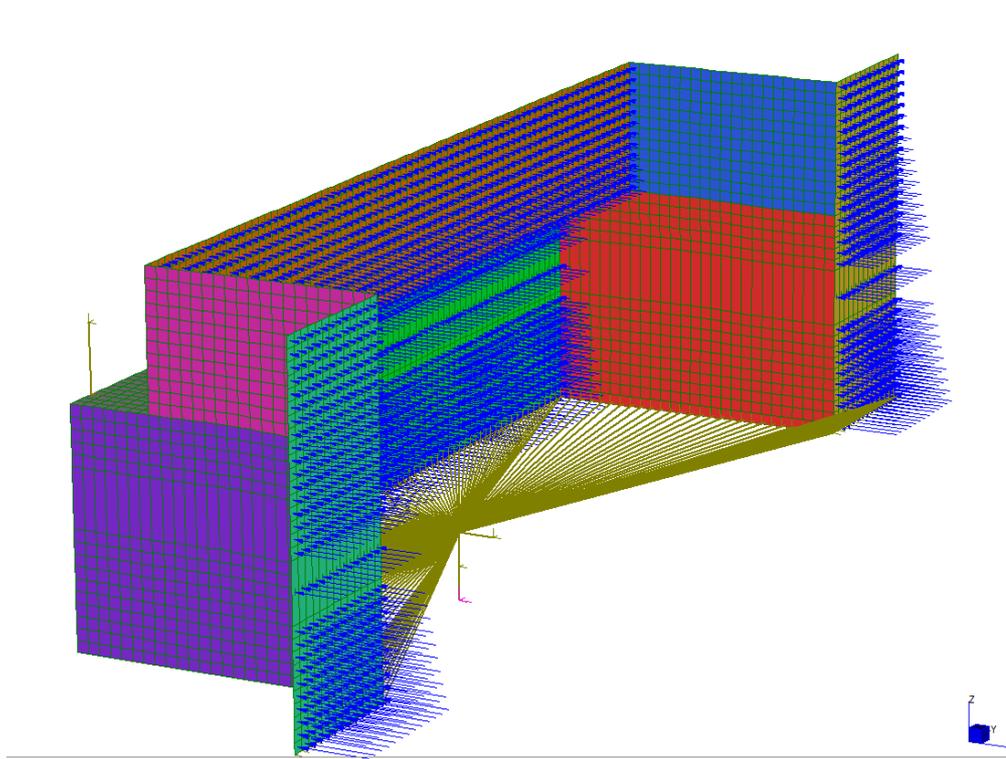


Figura 15: Spinta orizzontale del terreno direzione X

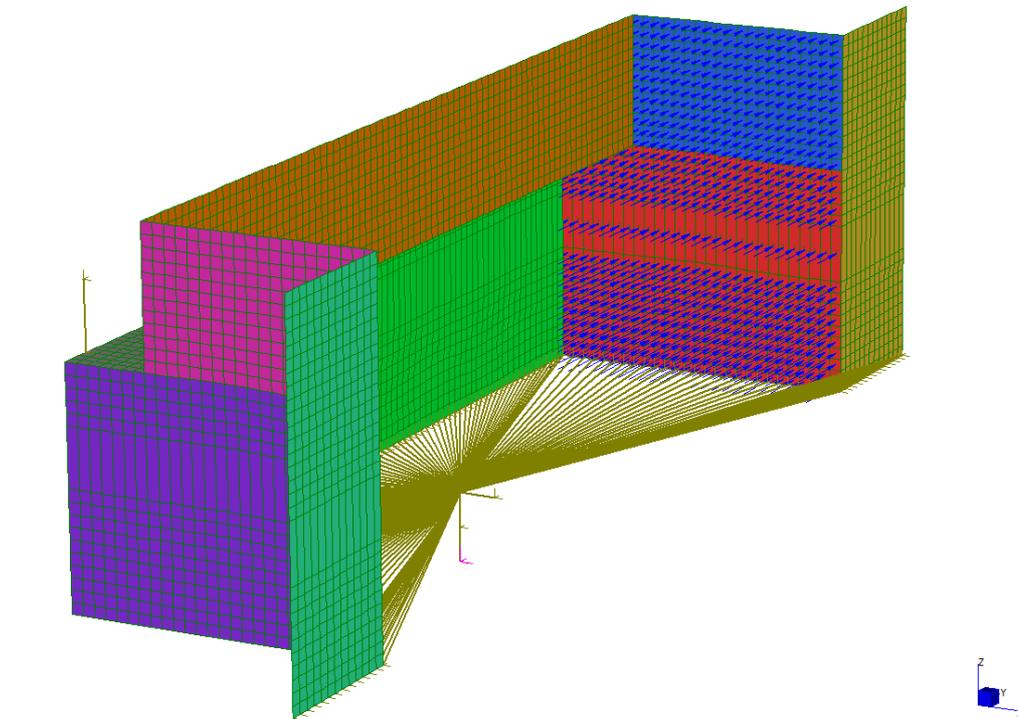


Figura 16: Spinta orizzontale del terreno direzione +Y

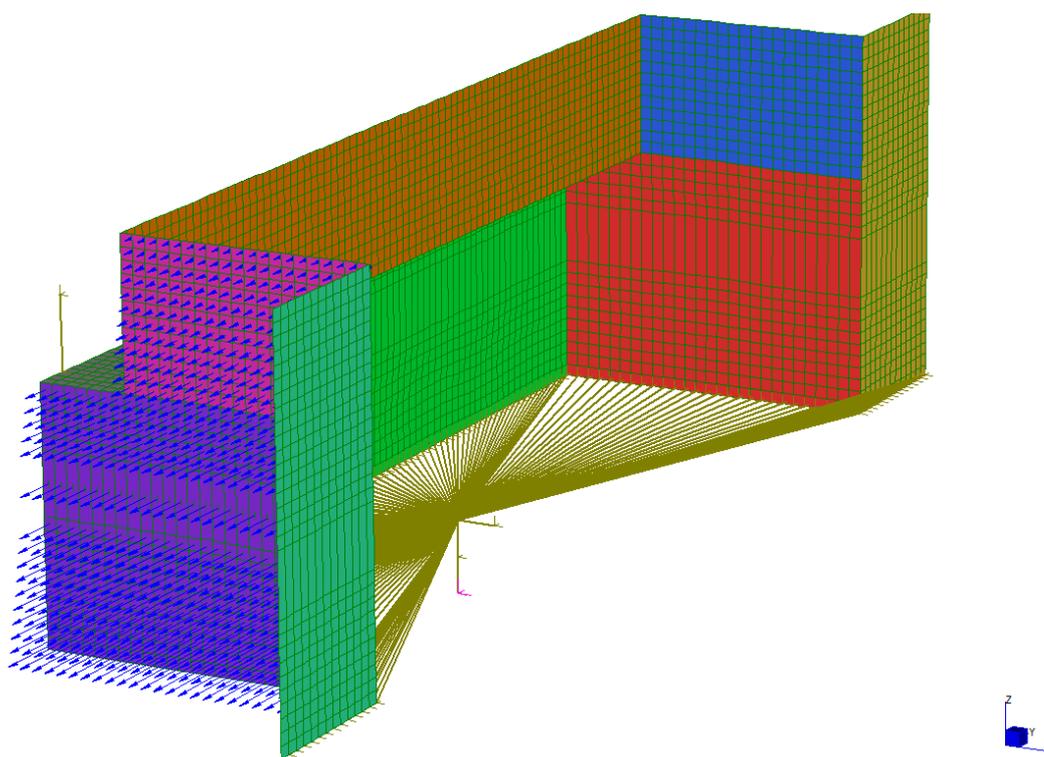


Figura 17: Spinta orizzontale del terreno direzione -Y

6.3.4 Carico stradale accidentale

Il sovraccarico accidentale viene assunto pari a 20 kN/m^2 . La spinta da applicare al modello risulta quindi pari a:
 $q = 20 \text{ kN/m}^2 \cdot k_a = 20 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.426 = 8.52 \text{ kN/m}^2$

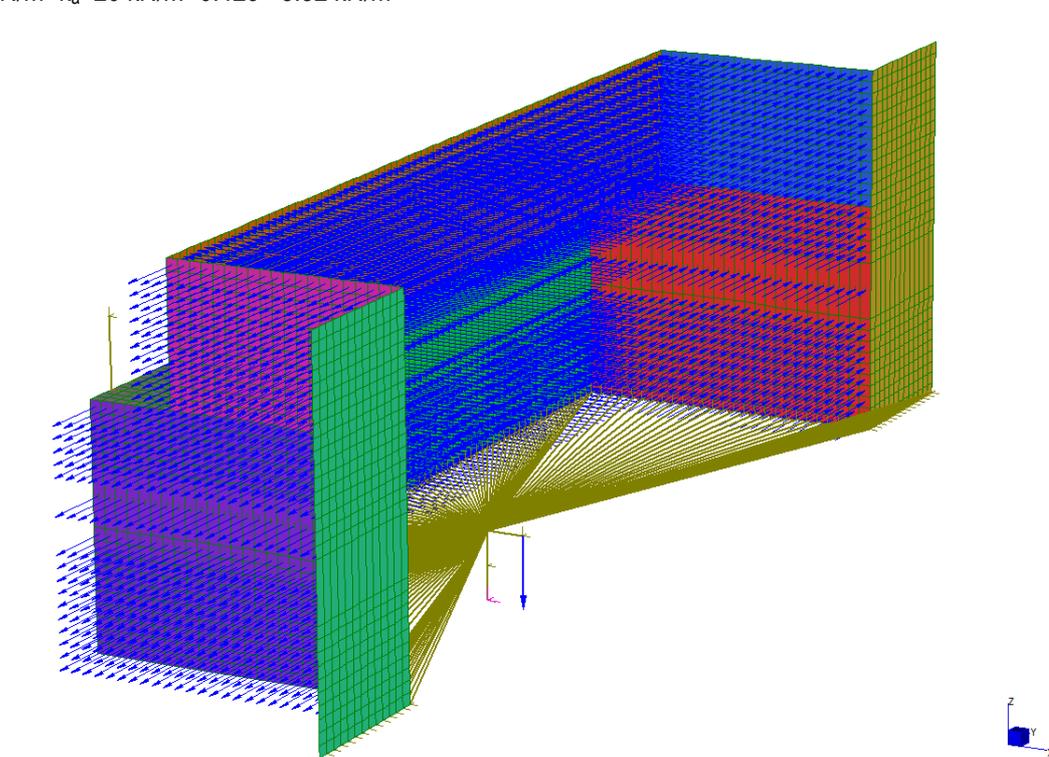


Figura 18: Carico accidentale

6.3.5 Caratterizzazione sismica

La progettazione sismica fa riferimento ai seguenti dati:

- Vita nominale: $V_N = 100$ anni
- Coefficiente d'uso: $C_u = 2$.
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_u = 200$ anni
- Categoria del suolo: B
- Categoria topografica: T1

Per lo stato limite di riferimento per le verifiche strutturali e geotecniche SLV si ha :

$$a_g=0.07g; \quad S=1.2; \quad S_T=1.0$$

6.3.6 Spinta sismica inerziale delle strutture

La spinta sismica dovuta all'inerzia della struttura è implementata all'interno del software assegnando accelerazione pari a $a_{\max(SLV)}$ nelle varie direzione, in seguito opportunamente combinate.

$$a_{\max(SLV)}=0.07 \times 1.2 \times 1.0 = 0.084 \text{ g}$$

6.3.7 Spinta sismica del terreno

Tale spinta deve essere differenziata in due tipologie di carico:

- Forza inerziale sismica del suolo imbarcato;
- Sovrappinta sismica del terreno.

6.3.7.1 Forza inerziale sismica del suolo imbarcato

La prima tipologia è rappresentata dal terreno imbarcato. In questo caso si ipotizza che il terreno si muova solidalmente alla spalla e che quindi venga mobilitata l'intera sua massa: tale valore non comporta incremento di sollecitazioni sui muri in quanto il terreno imbarcato si muove solidamente all'elevazione della spalla.

Il carico uniformemente distribuito sugli elementi trasversali è pari ai seguenti valori.

Spalla 1

Contributo sul fusto:

$$q_{1,\text{fusto}} = a_{\max(SLV)} P \cdot P_{\text{terr}} / A_{\text{fusto}} = 0.07 \times 1.2 \times 9195.12 \text{ kN} / 81.13 \text{ m}^2 = 9.52 \text{ kN/m}^2$$

Contributo sui muri d'ala:

$$q_{1,\text{muro d'ala}} = a_{\max(SLV)} P \cdot P_{\text{terr}} / A_{\text{muro d'ala}} = 0.07 \times 1.2 \times 9195.12 \text{ kN} / 24.10 \text{ m}^2 = 32.04 \text{ kN/m}^2$$

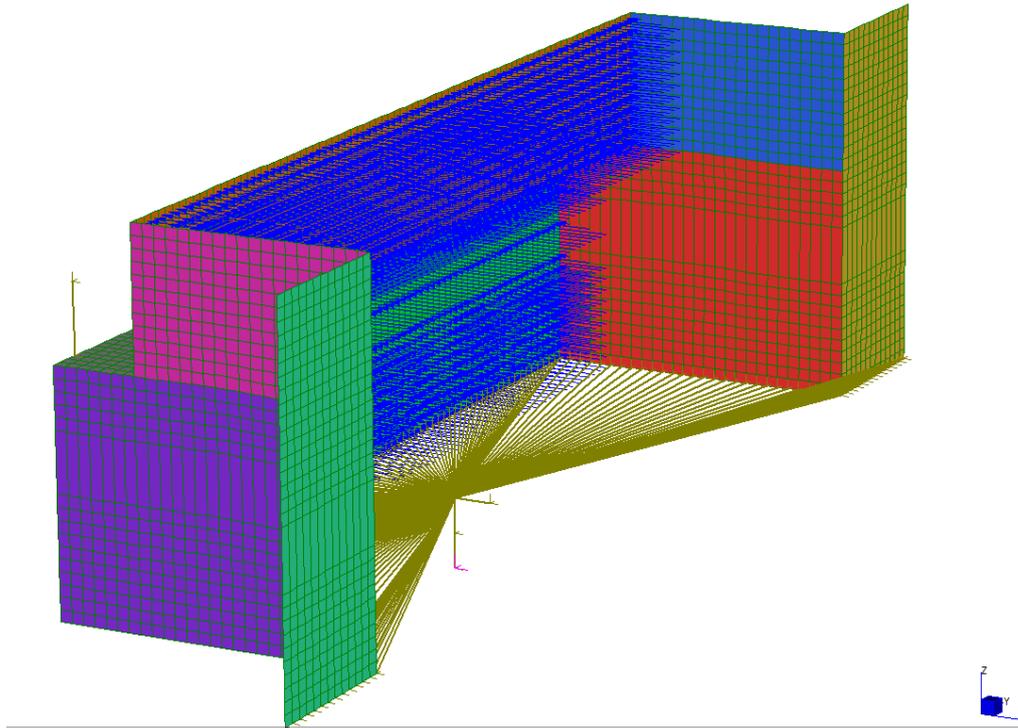


Figura 19: Forza inerziale del terreno imbarcato su Fusto

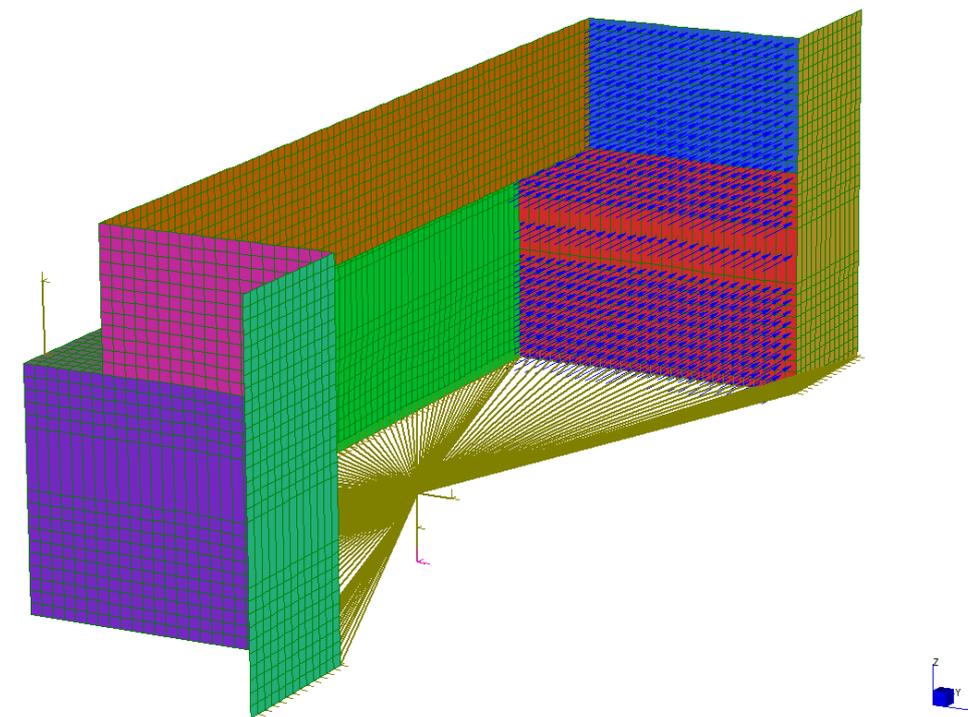


Figura 20: Forza inerziale del terreno imbarcato sui Muri d'ala +Y

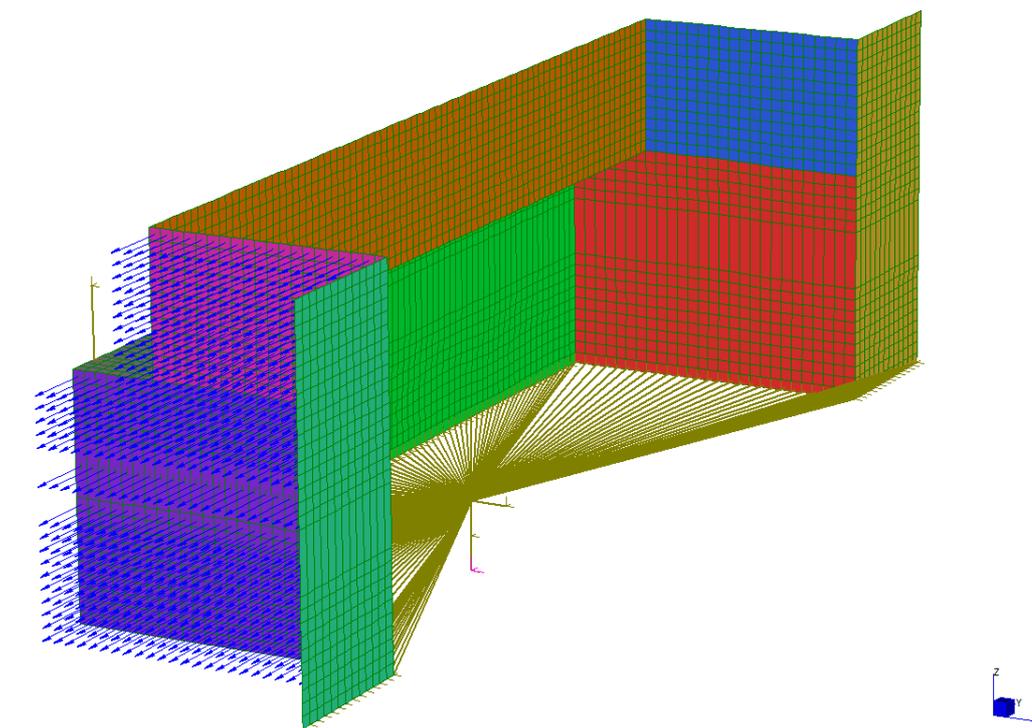


Figura 21: Forza inerziale del terreno imbarcato sui Muri d'ala -Y

6.3.7.2 Sovrappinta sismica del terreno a tergo della spalla.

La sovrappinta sismica in direzione X dovuta al terreno esterno alla spalla è stata determinata secondo la teoria di Wood.

La sovrappinta rettangolare sismica è quindi calcolata attraverso la seguente formulazione:

$$\Delta P = \gamma_{\text{terr}} \times a_{\text{max(SLV)}} \times H = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.07 \times 1.2 \times 5.55 \text{ m} = 9.32 \text{ kN/m}^2$$

Si riporta di seguito in modello della sovrappinta applicata al fusto e ai due muri d'ala.

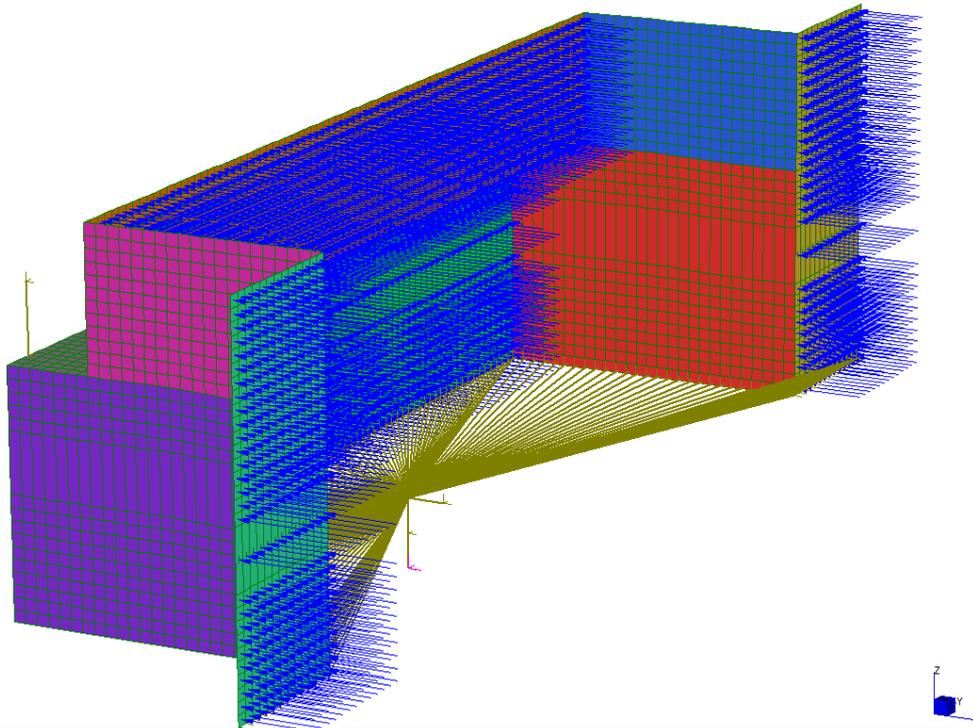


Figura 22: Sovrappinta sismica di Wood sul fusto

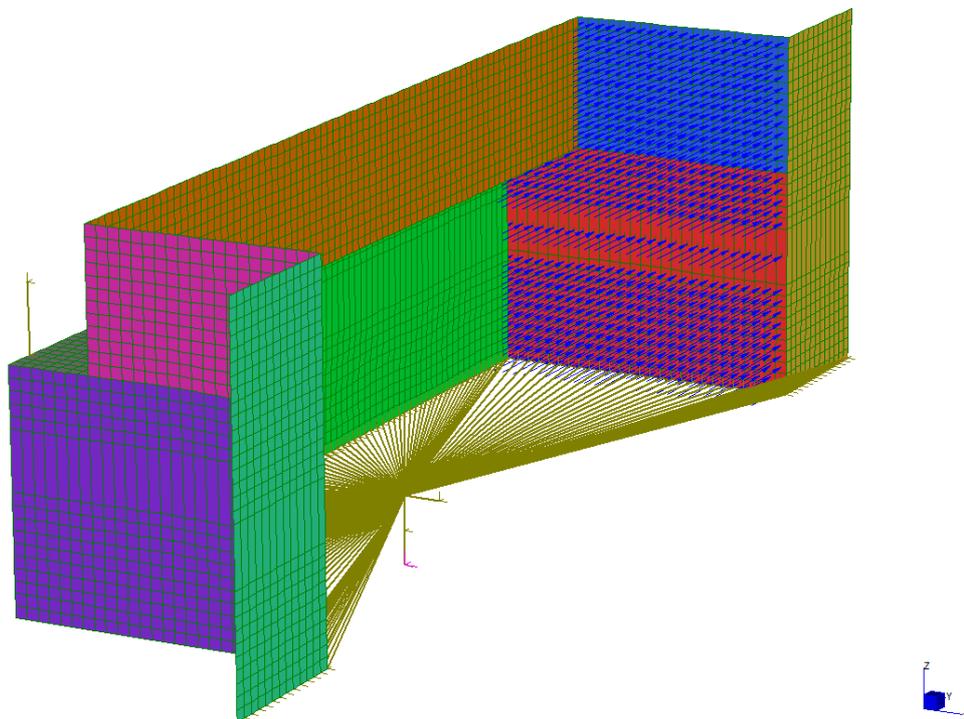


Figura 23: Sovrappinta sismica di Wood sui muri +Y

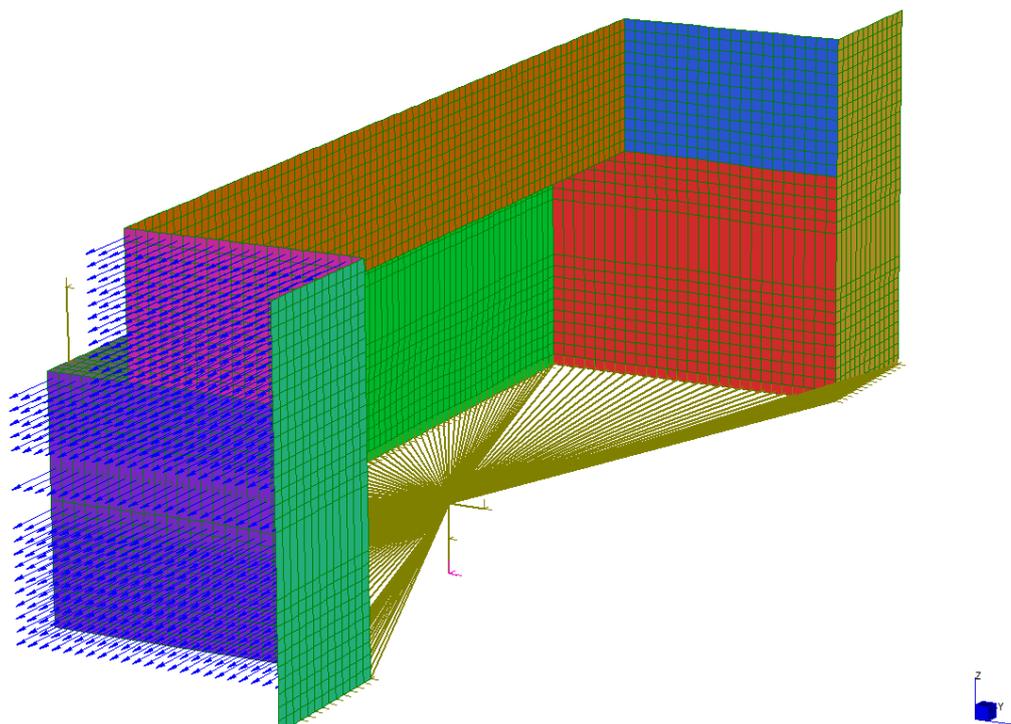


Figura 24: Sovrappinta sismica di Wood sui muri -Y

6.3.8 Carichi sismici derivanti dall'impalcato

I carichi derivanti dall'impalcato sono applicati nel baricentro degli appoggi. Tale baricentro è collegato alla struttura con elementi rigid link.

I carichi da applicare in tale punto derivano dall'analisi dell'impalcato nella combinazione allo Stato Limite di salvaguardia della Vita. Per maggiori dettagli a riguardo si rimanda alla relazione di calcolo specifica.

Il carico verticale dovuto ai pesi propri e ai pesi permanenti dell'intero impalcato valgono:

$$G_{tot} = 103714.28 \text{ kN}$$

Lo schema di vincolo prevede l'utilizzo di appoggi su pile e spalle che consentono spostamenti lenti longitudinali, mentre bloccano su ciascuna pila e su entrambe le spalle gli spostamenti lenti trasversali: su entrambe le spalle sono installati apparecchi denominati shock transmitter che bloccano in caso di spostamenti istantanei gli spostamenti longitudinali.

Pertanto con lo schema di vincolo adottato il movimento longitudinale dell'impalcato, delle due spalle l'impalcato e del terreno è all'unisolo e pertanto calcolato con la formulazione:

$$S_{SLV} = a_{max-SLV} \times G_{tot} = 8712 \text{ kN}$$

che ripartito su ciascuna delle due spalle vale:

$$S_{1SLV} = a_{max-SLV} \times G_{tot} / 2 = 4356 \text{ kN}$$

Nell'immagine seguente si può vedere la modalità di applicazione del carico.

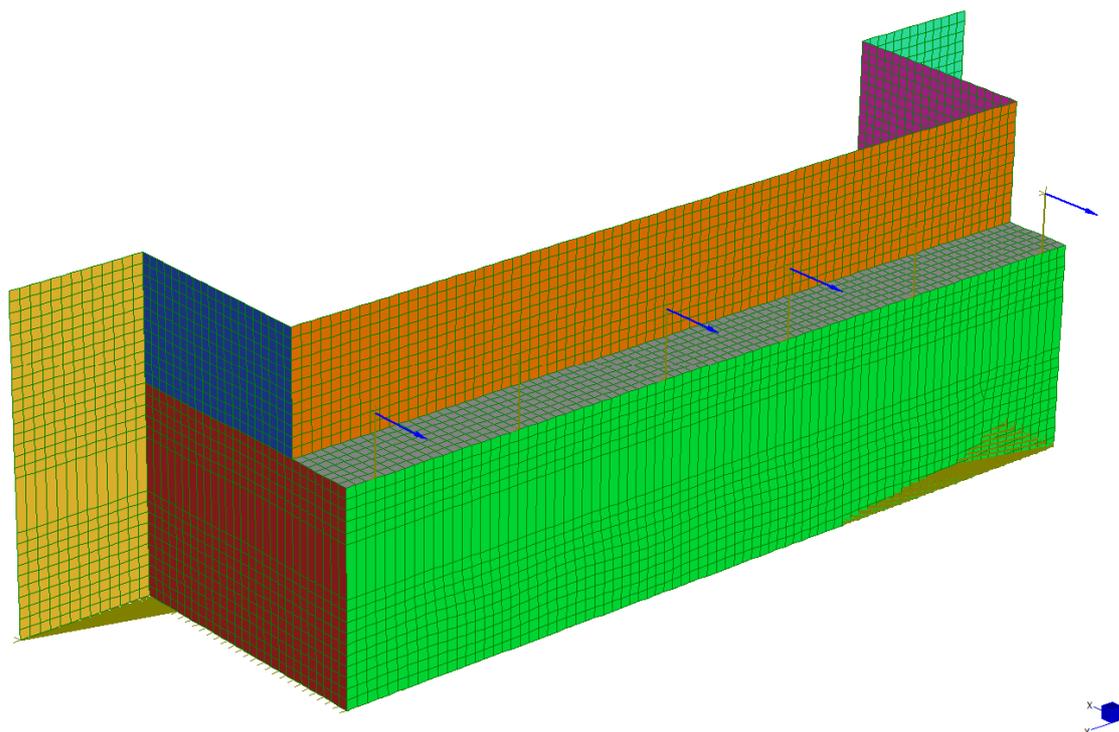


Figura 25: Azione orizzontale sismica da impalcato

Invece con lo schema di vincolo adottato il comportamento trasversale dell'impalcato coinvolge anche le pile comportando un'amplificazione spettrale: dalla relazione di calcolo specifica a cui si rimanda si determina un'azione trasversale su ciascuna delle due spalle di:

$$S_{1SLV} = 2014.56 \text{ kN}$$

Nell'immagine seguente si può osservare la modalità di applicazione del carico.

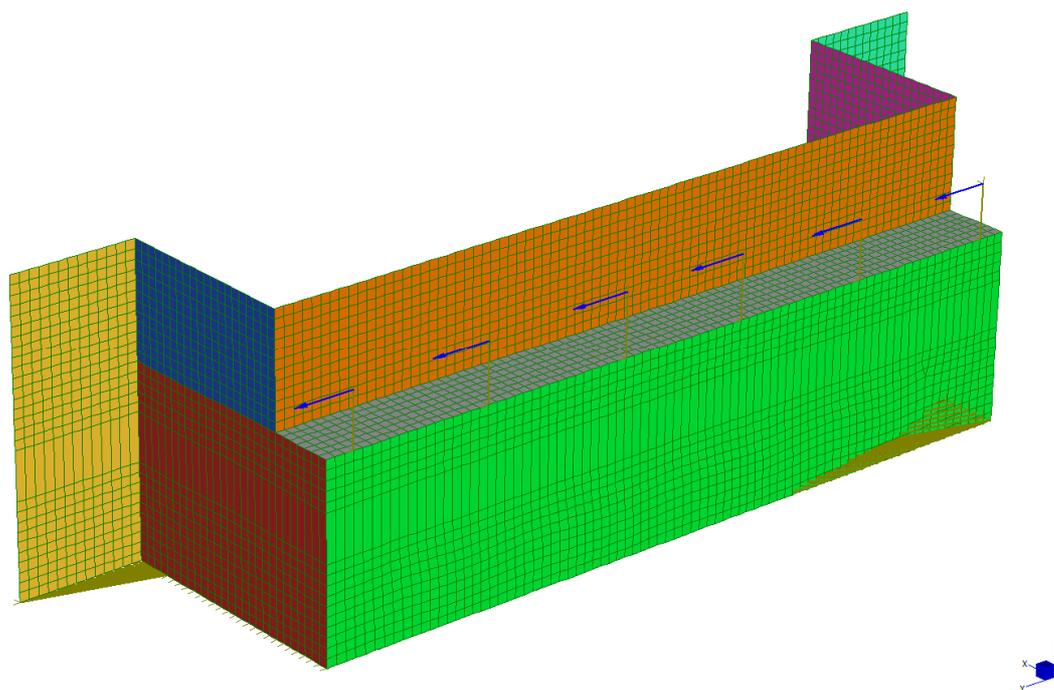


Figura 26: Azione trasversale sismica da impalcato

6.3.9 Carichi statici derivanti dall'impalcato

I carichi derivanti dall'impalcato sono applicati nel baricentro degli appoggi. Tale baricentro è collegato alla struttura con elementi rigid link.

I carichi da applicare in tale punto derivano dall'analisi dell'impalcato nelle varie combinazioni agli Stati Limiti Ultimi e di Esercizio. Per maggiori dettagli a riguardo si rimanda alla relazione di calcolo specifica.

6.3.9.1 Carichi verticali

Gli scarichi verticali dall'impalcato sono pertanto:

p.p.	= 3.50 x 20.30 x 32.0/2	= 974.40 kN
p soletta	= 25 x 0.35 x 22.30 x 32.0/2	= <u>3122.00 kN</u>
con un totale di peso proprio su ciascuna spalla di		= 4096.40 kN

i pesi portati

$G_{\text{Ringrossi}}$	= 0.16m x 25 x 1.00 x 32.0/2 x 2	= 128.0 kN
$G_{\text{Guard-rail}}$	= 2.00 x 32.0/2 x 4	= 128.0 kN
$G_{\text{Sottoservizi\&veletta}}$	= 2.0 x 32.0/2 x 2	= 64.0 kN
G_{massetto}	= 0	= 0.00 kN
$G_{\text{Pavimentazione}}$	= 0.11m x 24 x 20.30 x 32.0/2	= <u>857.47 kN</u>
con un totale di peso portato su ciascuna spalla di		= 1177.47 kN

i carichi accidentali da traffico considerando sulla careggiata da 9.25 l'esistenza di 3 corsie convenzionali da 3.0m cadauna:

$$Q = 2 \times (300 + 200 + 100) + [9.0 \times 3.0 + 2.50 \times (9.25 \times 2 - 3.0)] \times 32.0/2 = 2252.00 \text{ kN}$$

6.3.9.2 Vento derivante dall'impalcato

L'azione del vento è stata considerata applicando a tutte le superfici potenzialmente investite una pressione normale di 2.50 kN/m².

Azione orizzontale del vento su di una spalla:

$$N_{\text{tot,vento}} = 2.5 \text{ kN/m}^2 \times L_{\text{tot}} \times h_{\text{tot}} = 2.5 \text{ kN/m}^2 \times (32\text{m}) \times (2\text{m} + 3.5\text{m}) / 2 = 220.0 \text{ kN}$$

6.3.9.3 Frenatura derivante dall'impalcato

La forza di frenatura ed avviamento, come prescritto dalla normativa di riferimento, è funzione del carico verticale totale agente sulla prima corsia convenzionale. Di conseguenza la risultante considerata nel calcolo risulta essere la seguente:

$$q_3 = 0.6 (2 Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L = 0.6 (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 416 = 1483.20 \text{ kN} > 900 \text{ kN} \rightarrow 900 \text{ kN}$$

La medesima si considera applicata all'estradosso della pavimentazione.

6.4 Combinazioni di carico

La determinazione dei valori delle sollecitazioni da utilizzare per l'esecuzione delle verifiche strutturali viene condotta facendo riferimento ai gruppi di azioni ad ai coefficienti di combinazione riportati nel D.M 14.01.2008.

Si riportano di seguito i coefficienti di combinazione allo Stato Limite Ultimo per la verifica strutturale dei muri e della fondazione (SLU-STR) e per la verifica geotecnica della fondazione (SLU-GEO)

	SLU-STR	SLU-GEO
1: Impalcato SLE/QP_CDI [Freedom Case 1]	0	0
2: Impalcato SLV (X)_CDI [Freedom Case 1]	0	0
3: Impalcato SLV (Y)_CDI [Freedom Case 1]	0	0
4: Impalcato SLU_CDI [Freedom Case 1]	1	1
5: PPSpalla_PPS [Freedom Case 1]	1,3	1
6: PPFondazione_PPF [Freedom Case 1]	1,3	1
7: PPTerrenoImbarcato_PPTI [Freedom Case 1]	1,3	1
8: SpintaStaticaTerreno(-X)_SSTT [Freedom Case 1]	1,3	1,25
9: SpintaStaticaTerreno(+Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1,3	1,25
10: SpintaStaticaTerreno(-Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1,3	1,25
11: QAccidentale_SSTPCA [Freedom Case 1]	1,5	1,3

Qui di seguito invece si riportano i coefficienti di combinazione allo SLE.

	SLE-PERM	SLE-QP	SLE-F	SLE-RARA
1: Impalcato SLE/QP_CDI [Freedom Case 1]	0,8	1	1	1
2: Impalcato SLV (X)_CDI [Freedom Case 1]	0	0	0	0
3: Impalcato SLV (Y)_CDI [Freedom Case 1]	0	0	0	0
4: Impalcato SLU_CDI [Freedom Case 1]	0	0	0	0
5: PPSpalla_PPS [Freedom Case 1]	1	1	1	1
6: PPFondazione_PPF [Freedom Case 1]	1	1	1	1
7: PPTerrenoImbarcato_PPTI [Freedom Case 1]	1	1	1	1
8: SpintaStaticaTerreno(-X)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
9: SpintaStaticaTerreno(+Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
10: SpintaStaticaTerreno(-Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
11: QAccidentale_SSTPCA [Freedom Case 1]	0	0,2	0,4	1

e si riportano i coefficienti di combinazione sismica per la verifica strutturale dei muri

	Muri SLV (+Y-0,3X)	Muri SLV (-Y-0,3x)	Muri SLV (-X+0,3Y)	Muri SLV (-X-0,3Y)
1: Impalcato SLE/QP_CDI [Freedom Case 1]	1	1	1	1
2: Impalcato SLV (X)_CDI [Freedom Case 1]	0,3	0,3	1	1
3: Impalcato SLV (Y)_CDI [Freedom Case 1]	1	-1	0,3	-0,3
4: Impalcato SLU_CDI [Freedom Case 1]	0	0	0	0
5: PPSpalla_PPS [Freedom Case 1]	1	1	1	1
6: PPFondazione_PPF [Freedom Case 1]	0	0	0	0
7: PPTerrenoImbarcato_PPTI [Freedom Case 1]	0	0	0	0
8: SpintaStaticaTerreno(-X)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
9: SpintaStaticaTerreno(+Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
10: SpintaStaticaTerreno(-Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
11: QAccidentale_SSTPCA [Freedom Case 1]	0	0	0	0
12: SismaMassaSpalla(-X)_ASMS [Freedom Case 1]	0,3	0,3	1	1
13: SismaMassaSpalla(+Y)_ASMS [Freedom Case 1]	1	-1	0,3	-0,3
14: SovrasismicaTerrenoMuri(-X)_SST [Freedom Case 1]	0,3	0,3	1	1
15: SovrasismicaTerrenoMuri(+Y)_SST [Freedom Case 1]	1	0	0,3	0
16: SovrasismicaTerrenoMuri(-Y)_SST [Freedom Case 1]	0	1	0	0,3
17: SismaMassaTerrImbarcato(-X)_SSMTI [Freedom Case 1]	0	0	0	0
18: SismaMassaTerrImbarcato(+Y)_SSMTI [Freedom Case 1]	0	0	0	0
19: SismaMassaTerrImbarcato(-Y)_SSMTI [Freedom Case 1]	0	0	0	0

mentre di seguito si riportano i coefficienti di combinazione sismica per la verifica strutturale e geotecnica della fondazione:

	Fondazione SLV (+Y-0,3X)	Fondazione SLV (-Y-0,3X)	Fondazione SLV (-X+0,3Y)	Fondazione SLV (-X-0,3Y)
1: Impalcato SLE/QP_CDI [Freedom Case 1]	1	1	1	1
2: Impalcato SLV (X)_CDI [Freedom Case 1]	0,3	0,3	1	1
3: Impalcato SLV (Y)_CDI [Freedom Case 1]	1	-1	0,3	-0,3
4: Impalcato SLU_CDI [Freedom Case 1]	0	0	0	0
5: PPSpalla_PPS [Freedom Case 1]	1	1	1	1
6: PPFondazione_PPF [Freedom Case 1]	1	1	1	1
7: PPTerrenoImbarcato_PPTI [Freedom Case 1]	1	1	1	1
8: SpintaStaticaTerreno(-X)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
9: SpintaStaticaTerreno(+Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
10: SpintaStaticaTerreno(-Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
11: QAccidentale_SSTPCA [Freedom Case 1]	0	0	0	0
12: SismaMassaSpalla(-X)_ASMS [Freedom Case 1]	0,3	0,3	1	1
13: SismaMassaSpalla(+Y)_ASMS [Freedom Case 1]	1	-1	0,3	-0,3
14: SovrasismicaTerrenoMuri(-X)_SST [Freedom Case 1]	0,3	0,3	1	1
15: SovrasismicaTerrenoMuri(+Y)_SST [Freedom Case 1]	0	0	0	0
16: SovrasismicaTerrenoMuri(-Y)_SST [Freedom Case 1]	0	0	0	0
17: SismaMassaTerrImbarcato(-X)_SSMTI [Freedom Case 1]	0,3	0,3	1	1
18: SismaMassaTerrImbarcato(+Y)_SSMTI [Freedom Case 1]	1	0	0,3	-0,3
19: SismaMassaTerrImbarcato(-Y)_SSMTI [Freedom Case 1]	0	1	0	0

e infine si riportano i coefficienti di combinazione sismica per la verifica geotecnica al ribaltamento di fondazioni dirette :

	EQU
1: Impalcato SLE/QP_CDI [Freedom Case 1]	0,9
2: Impalcato SLV (X)_CDI [Freedom Case 1]	0
3: Impalcato SLV (Y)_CDI [Freedom Case 1]	0
4: Impalcato SLU_CDI [Freedom Case 1]	0
5: PPSpalla_PPS [Freedom Case 1]	0,9
6: PPFondazione_PPF [Freedom Case 1]	0,9
7: PPTerrenoImbarcato_PPTI [Freedom Case 1]	0,9
8: SpintaStaticaTerreno(-X)_SSTT [Freedom Case 1]	1,1
9: SpintaStaticaTerreno(+Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1,1
10: SpintaStaticaTerreno(-Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1,1
11: QAccidentale_SSTPCA [Freedom Case 1]	1,5

6.5 Risultati delle analisi

Per mezzo del modello così presentato si possono facilmente ottenere le azioni agenti nel baricentro della palificata all'intradosso della fondazione.

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN.m)	MY (kN.m)	MZ (kN.m)
Node 5128: 20: Muri&Fondaz-SLU-STR [Combination 1]	6.290,31	-296,95	39.932,35	2.408,50	49.710,27	682,18
Node 5128: 21: Muri&Fondaz-SLU-GEO [Combination 2]	5.943,01	-296,95	34.359,82	2.408,45	50.199,38	682,22
Node 5128: 22: Muri&Fondaz-SLE-PERM [Combination 3]	3.386,30	0,00	22.500,10	167,48	17.674,80	-0,56
Node 5128: 23: Muri&Fondaz-SLE-QP [Combination 4]	3.564,28	0,00	24.083,27	209,31	21.128,43	-0,57
Node 5128: 24: Muri&Fondaz-SLE-F [Combination 5]	3.742,26	0,00	24.411,59	209,31	21.695,90	-0,57
Node 5128: 25: Muri&Fondaz-SLE-RARA [Combination 6]	4.276,19	0,00	25.396,55	209,31	23.398,31	-0,59
Node 5128: 26: Muri SLV (+Y-0,3X) [Combination 7]	5.418,44	-2.897,55	10.450,55	16.845,04	38.112,24	4.415,82
Node 5128: 27: Muri SLV (-Y-0,3x) [Combination 8]	5.418,44	2.897,55	10.450,55	-16.426,42	38.112,24	-4.417,07
Node 5128: 28: Muri SLV (-X+0,3Y) [Combination 9]	10.160,08	-869,27	10.450,55	5.200,03	65.122,58	1.324,15
Node 5128: 29: Muri SLV (-X-0,3Y) [Combination 10]	10.160,08	869,27	10.450,55	-4.781,41	65.122,58	-1.325,72
Node 5128: 30: Fondazione SLV (+Y-0,3X) [Combination 11]	5.716,78	-3.449,33	23.754,95	19.144,26	33.445,78	4.081,27
Node 5128: 31: Fondazione SLV (-Y-0,3X) [Combination 12]	5.716,78	3.450,61	23.754,95	-18.735,21	33.445,78	-4.078,70
Node 5128: 32: Fondazione SLV (-X+0,3Y) [Combination 13]	11.154,55	-1.034,80	23.754,95	5.889,80	63.510,37	1.223,75
Node 5128: 33: Fondazione SLV (-X-0,3Y) [Combination 14]	11.154,55	1.034,80	23.754,95	-5.471,18	63.510,37	-1.225,39
Node 5128: 34: Fondazione EQU [Combination 15]	5.059,77	0,00	23.841,86	188,38	25.077,39	-0,67

7 VERIFICA DELLE SPALLE

In questo paragrafo si riportano le verifiche strutturali effettuate sulla spalla 1 sia agli Stati Limite ultimi che di Esercizio. Non si rendono espliciti i risultati delle sollecitazioni per la spalla 2 in quanto le sollecitazioni risultano inferiori: si riporta per completezza della spalla 2 unicamente le verifiche .

7.1 Paraghiaia

7.1.1 Armatura verticale

Qui di seguito si possono vedere i contour delle sollecitazioni in direzione verticale e le verifiche strutturali effettuate.

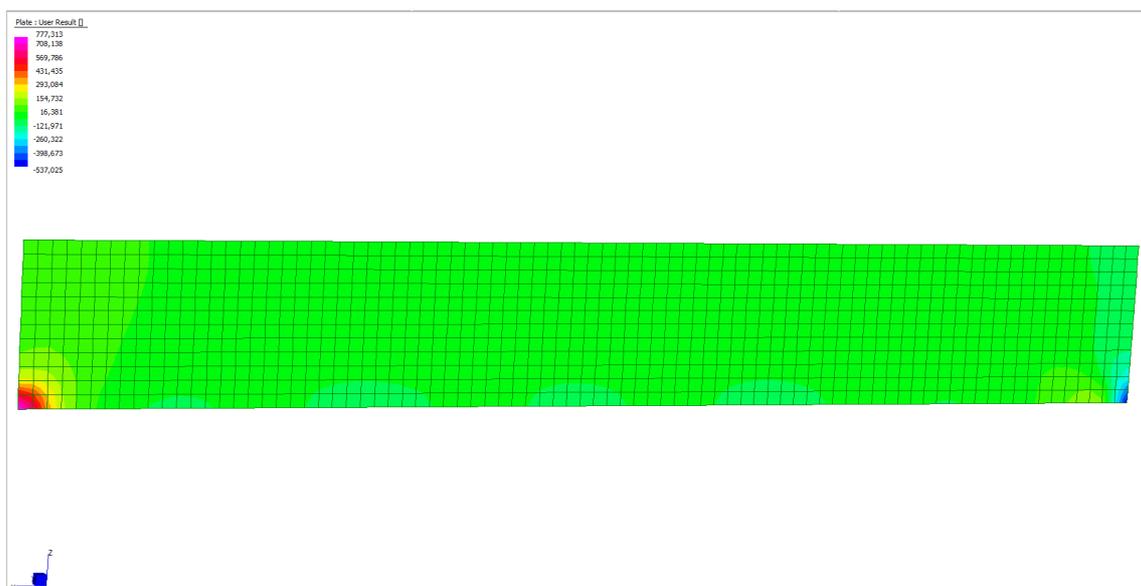


Figura 27: Momento verticale SLU STR

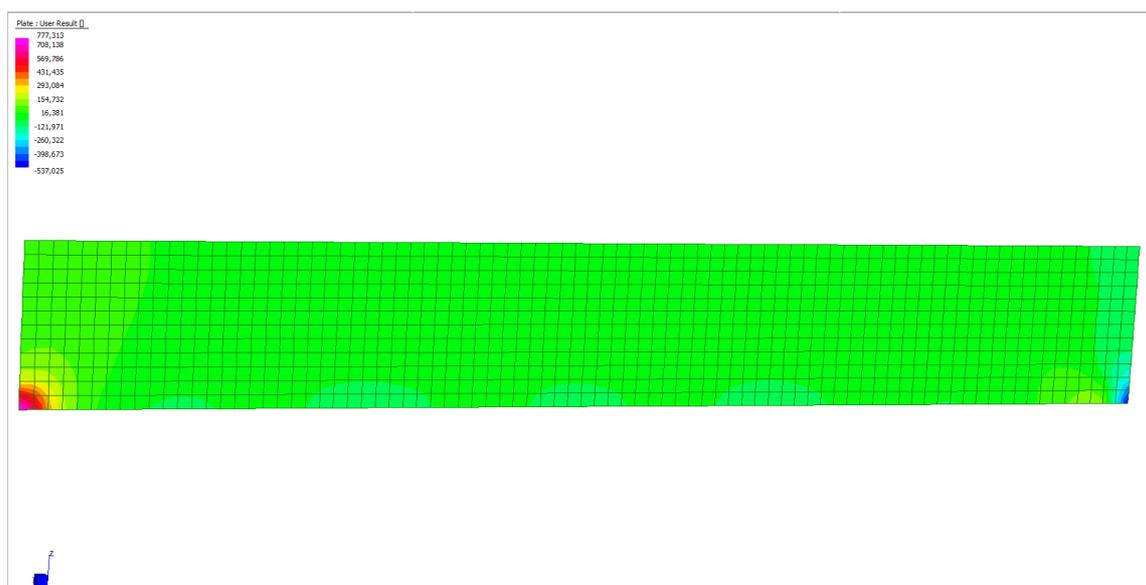


Figura 28: Taglio_SLU

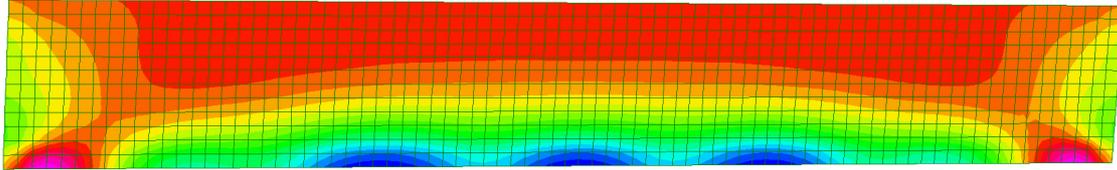
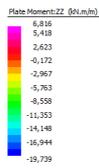


Figura 29: Momento verticale_SLE Quasi Permanente

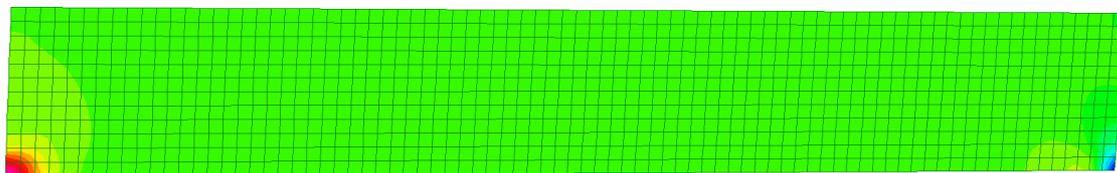
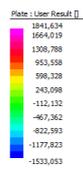


Figura 30: Momento verticale SLV

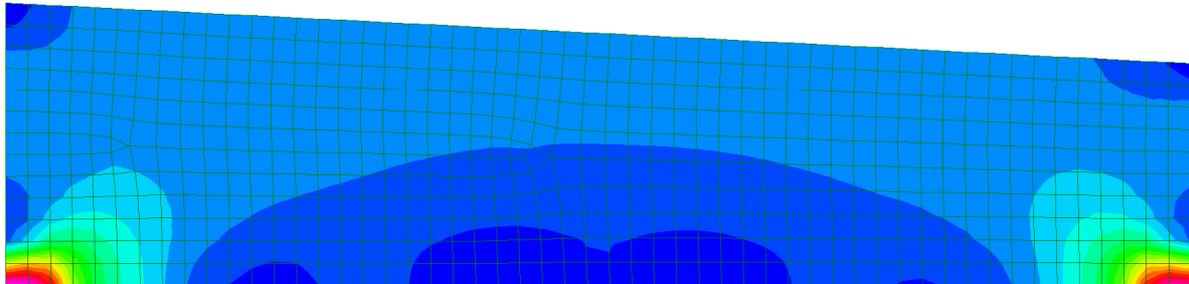
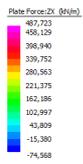


Figura 31: Taglio_SLV

VIADOTTO MONSERRATO - SPALLA 1 - PARAGHIAIA

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	102,0	45,0	90
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	180,0	85,0	130,0
SLV	205,0	90,0	150,0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	40
Altezza utile della sezione	d [cm]	35
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	4000

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0
Diametro	φ [mm]	16	20
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5,3	7,5
Area strato	A _s [cm ²]	20,11	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,579%	

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	5	0
Diametro	φ [mm]	16	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5,3	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	10,05	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,290%	

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	10	0
Numero bracci	n _{br}	2	0
Passo	s _w [cm]	30	0
Inclinazione	α [deg]	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	5,24	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	R _{ck}	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,45

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30
--------------------------------------	-----------------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale

	σ [Mpa]	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	2,03	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	0,00	< 360

Verifica di fessurazione

	w _d [mm]	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	0,000	0,300
Combinazione SLE Frequente	0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	150,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	185,44
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	1,24

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cot(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	910
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	160
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	160
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	1,07

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

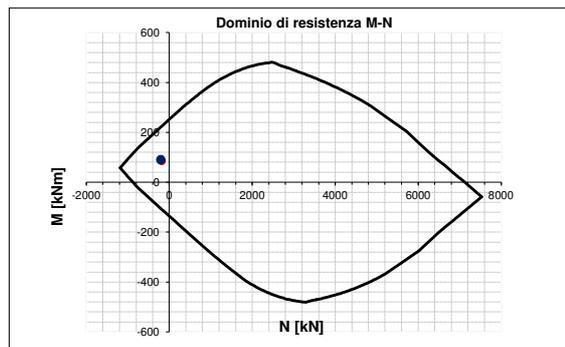
	SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	85,0
Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	180,0

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	225,5
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	2,65

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	914,4
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	5,08



7.1.2 Armatura orizzontale

Qui di seguito si possono vedere i contour delle sollecitazioni in direzione verticale e le verifiche strutturali effettuate.

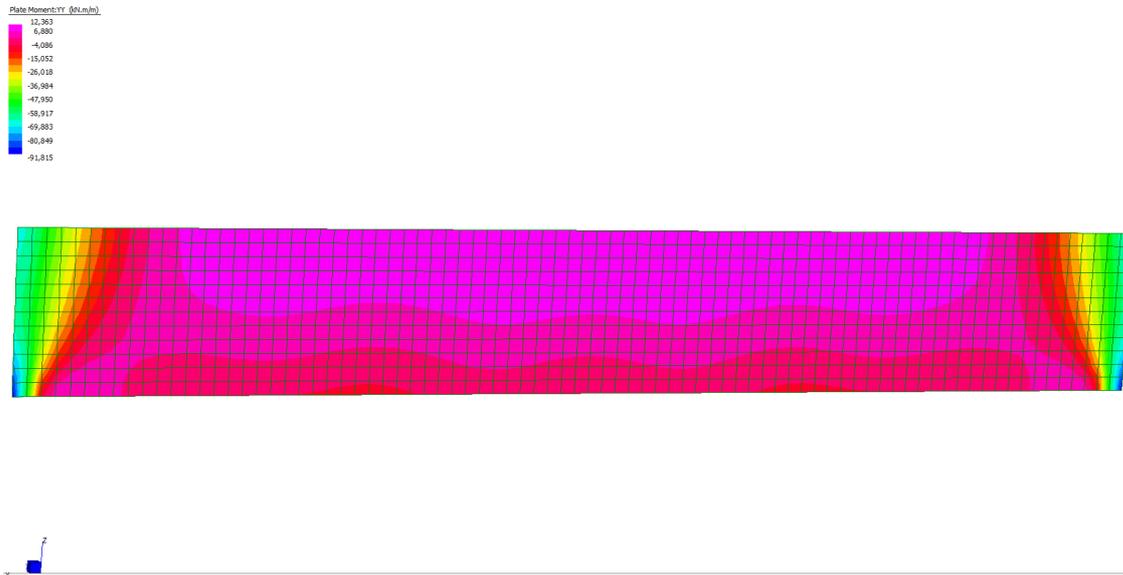


Figura 32: Momento orizzontale SLU STR

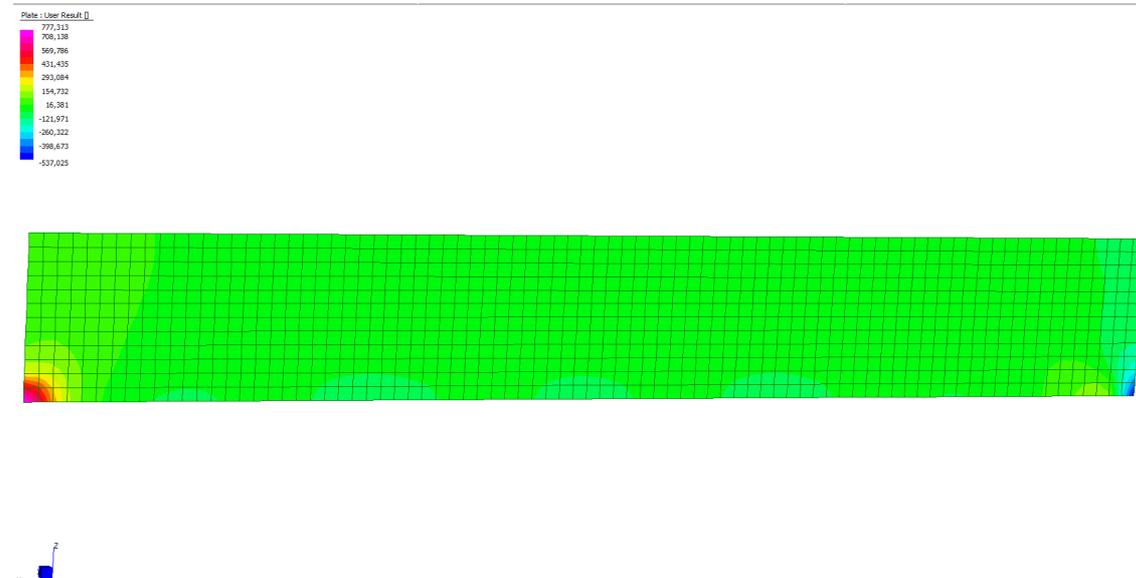


Figura 33: Taglio SLU

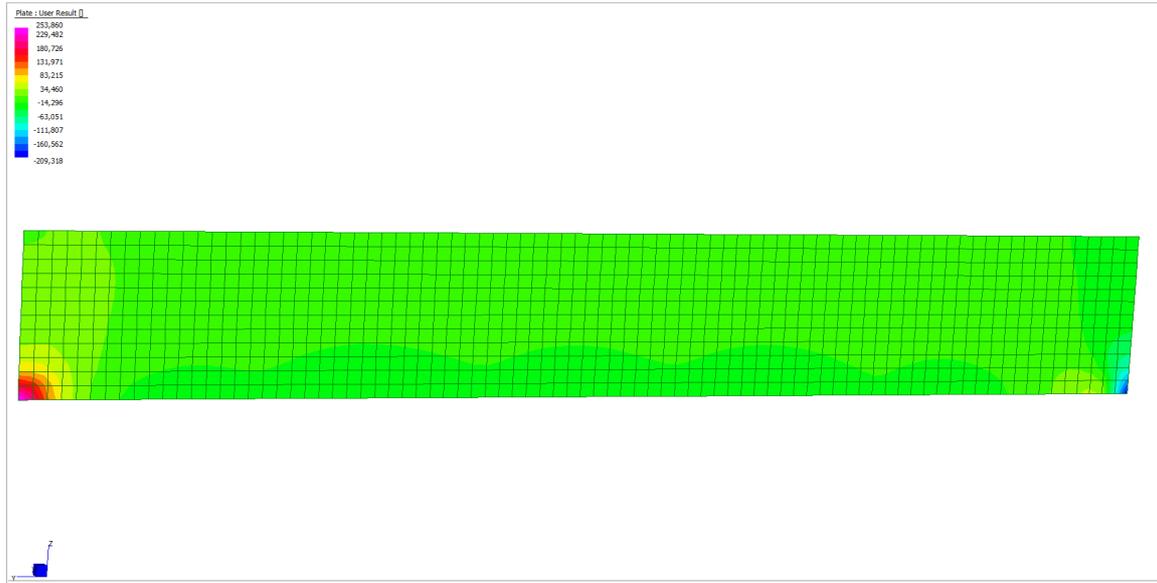


Figura 34: Momento orizzontale SLE Quasi Permanente

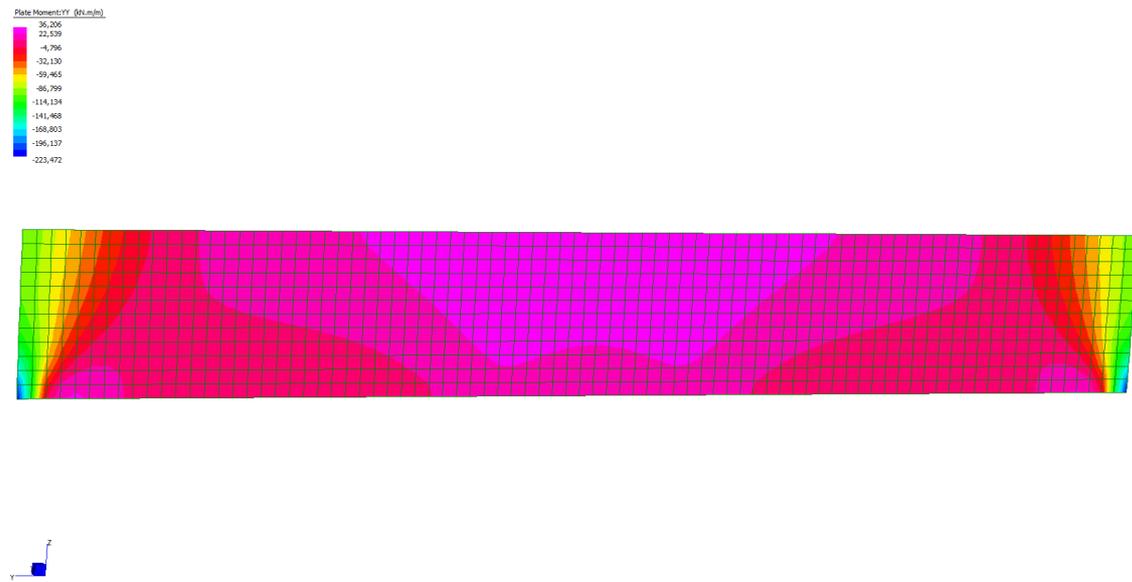


Figura 35: Momento orizzontale SLV

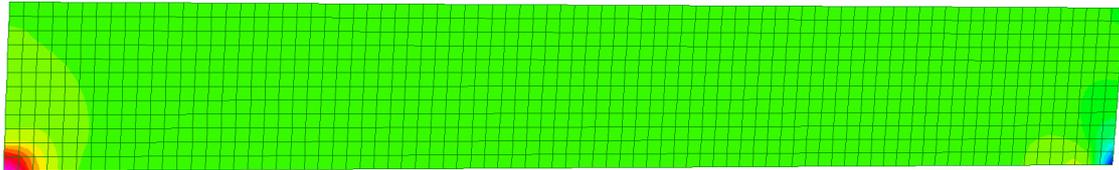
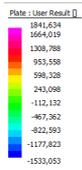


Figura 36: Taglio SLV

VIADOTTO MONSERRATO - SPALLA 1 - PARAGHIAIA - ARMATURA ORIZZONTALE

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	180,0	17,0	0
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	422,0	41,0	0,0
SLV	759,0	89,0	0,0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione		
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	40
Altezza utile della sezione	d [cm]	35
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	4000

Armatura longitudinale tesa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	16	20	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5,3	7,5	0,0
Area strato	A _s [cm ²]	20,11	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,579%		

Armatura longitudinale compressa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	16	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5,3	0,0	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	10,05	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,290%		

Armatura trasversale		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	10	0	0
Numero bracci	n _{br}	2	0	0
Passo	s _w [cm]	30	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	5,24	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,45

Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 0,00	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 0,00	< 360
Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0,000	0,300
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto		
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	0,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	#N/D

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica		
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	#N/D
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	-

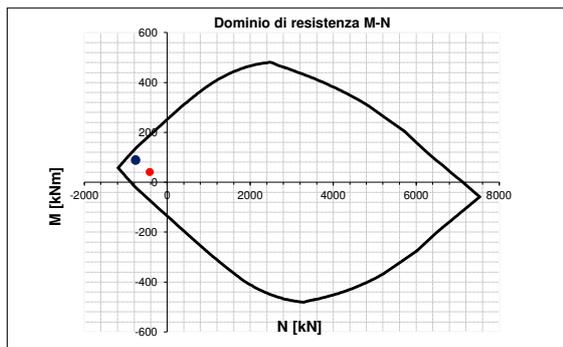
Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	#N/D
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	160
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	#N/D
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	-

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	41,0	89,0
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	422,0	759,0

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	188,5	136,3
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	4,60	1,53

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	#N/D	1006,0
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	#N/D	1,33



7.2 Fusto

7.2.1 Armatura verticale

Qui di seguito si possono vedere i contour delle sollecitazioni in direzione verticale e le verifiche strutturali effettuate.

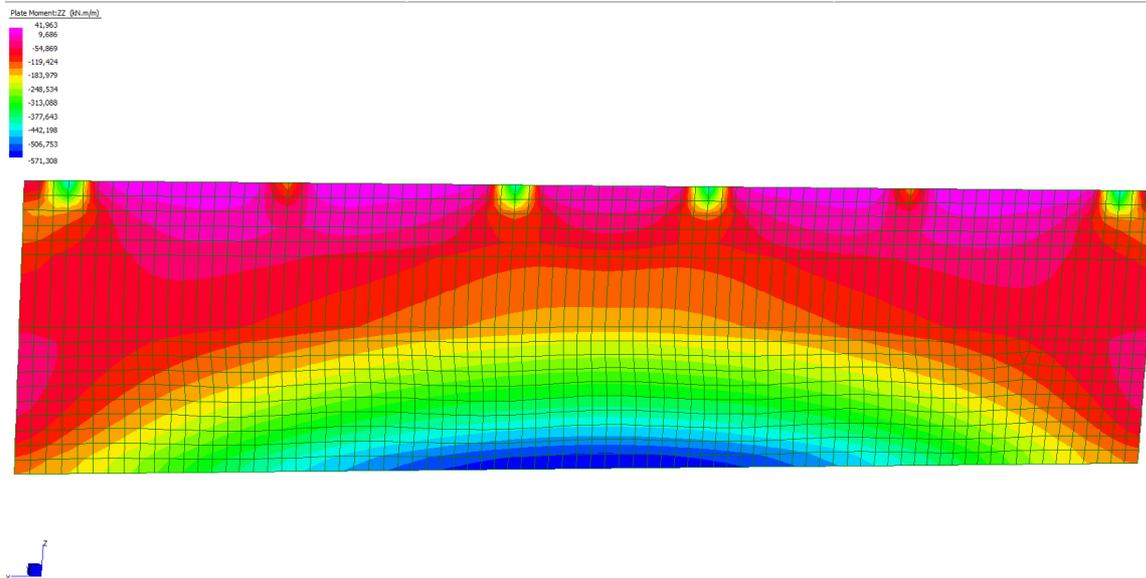


Figura 37: Momento verticale SLU STR

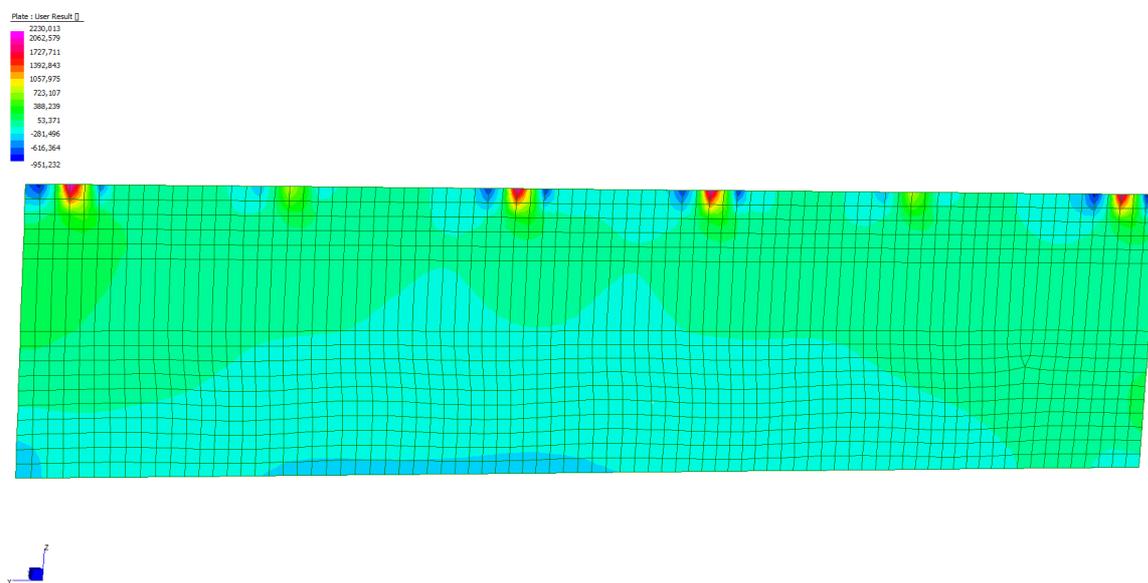


Figura 38: Taglio SLU

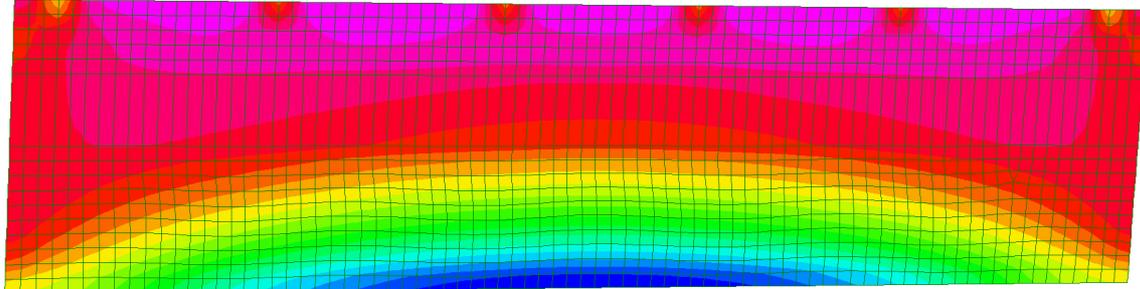
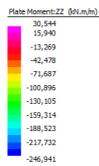


Figura 39: Momento verticale SLE Quasi Permanente

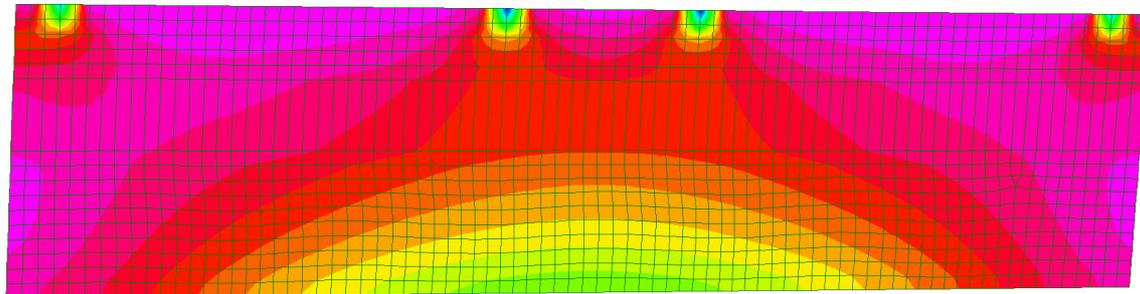
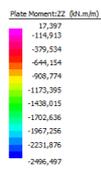


Figura 40: Momento verticale SLV

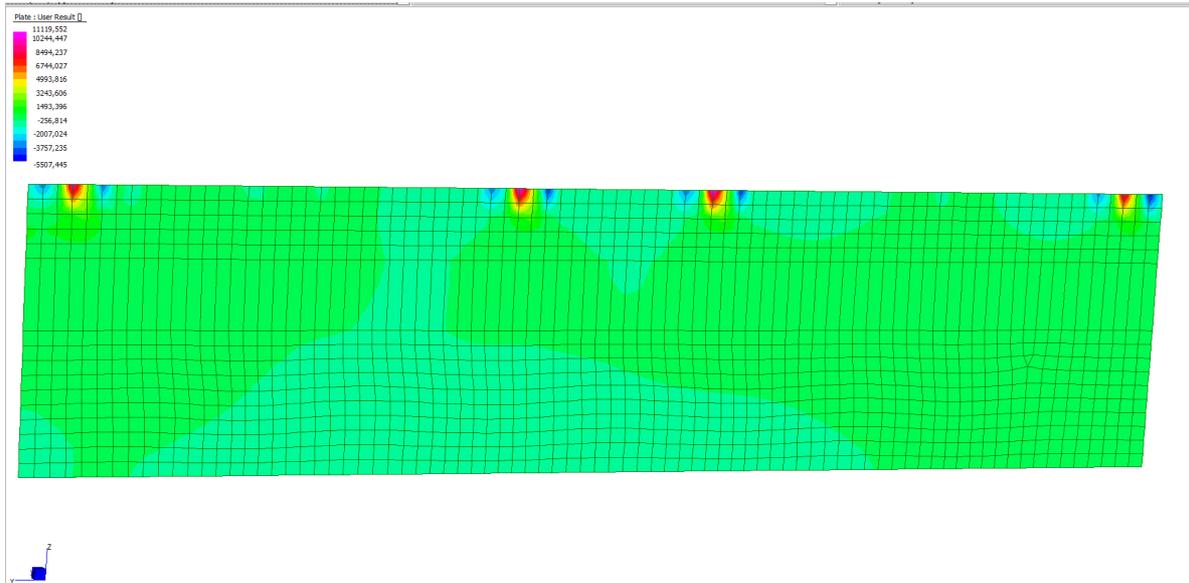


Figura 41: Taglio SLV

VIADOTTO MONSERRATO - SPALLA 1 - FUSTO

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-421,0	235,4	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	-769,2	571,3	450,0
SLV	-288,5	1260,0	760,0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione	
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm] 100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm] 100
Altezza utile della sezione	d [cm] 94
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²] 10000

Armatura longitudinale tesa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	5	0
Diametro	φ [mm]	20	20	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5,5	7,5	0,0
Area strato	A _s [cm ²]	31,42	15,71	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,502%		

Armatura longitudinale compressa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	20	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5,5	0,0	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	31,42	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,335%		

Armatura trasversale		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	10	0	0
Numero bracci	n _{br}	4	0	0
Passo	s _w [cm]	30	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	10,47	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,45

Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{td} [Mpa]	391,30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 1,82	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 0,00	< 360

Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0,019	0,300
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto	
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN] 760,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN] -288,5

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica	
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN] 437,86
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd} 0,58

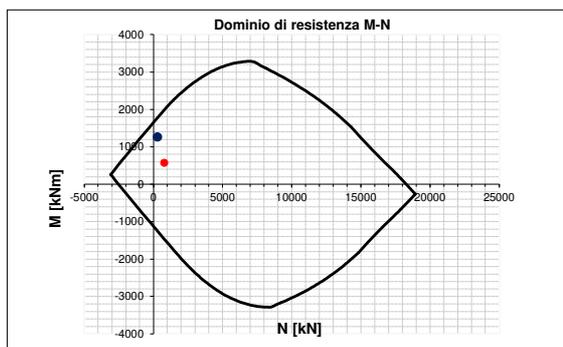
Verifica di resistenza dell'armatura specifica	
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ) 2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN] 2507
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN] 865
Resistenza a taglio di progetto	V _{rd} [kN] 865
Coefficiente di sicurezza	V _{rd} /V _{sd} 1,14

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	571,3	1260,0
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	-769,2	-288,5

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	1983,6	1776,3
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	3,47	1,41

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



7.2.2 Armatura orizzontale

Qui di seguito si possono vedere i contour delle sollecitazioni in direzione verticale e le verifiche strutturali effettuate.

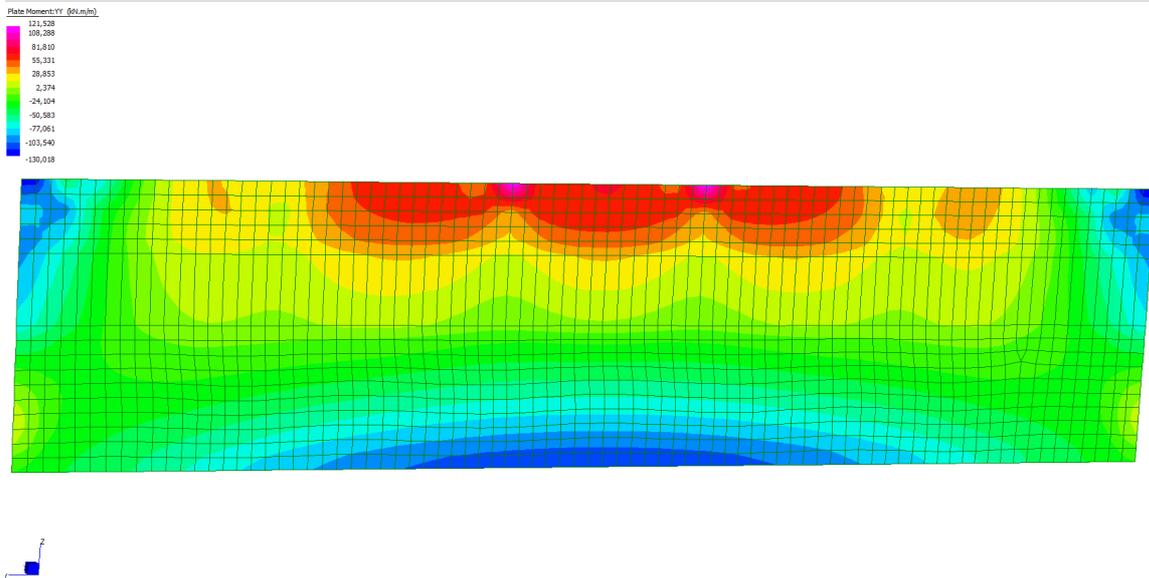


Figura 42: Momento orizzontale SLU STR

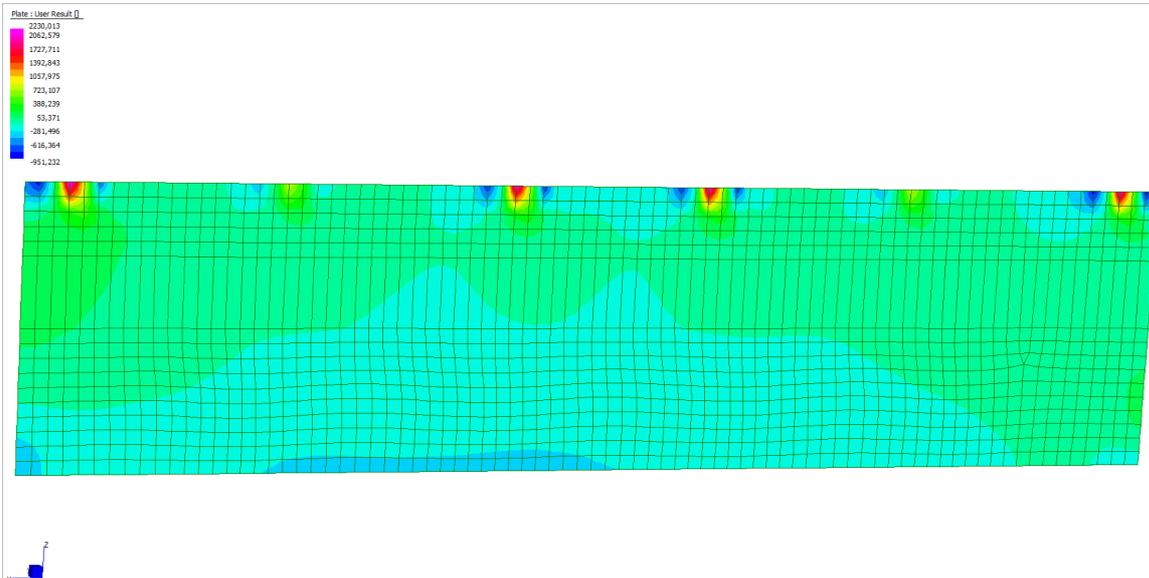


Figura 43: Taglio_SLU

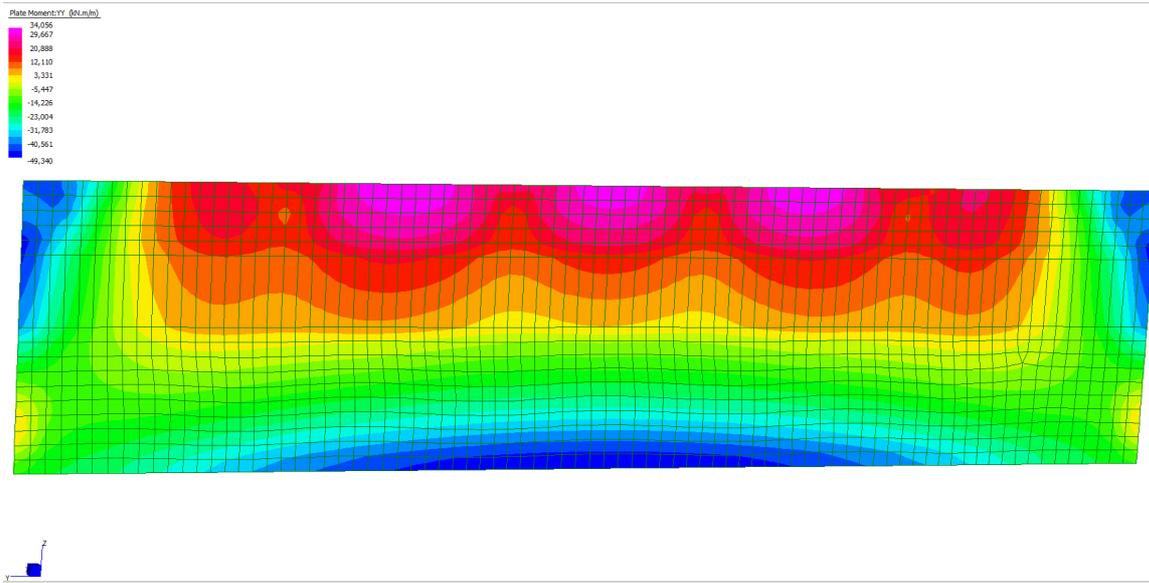


Figura 44: Momento orizzontale SLE Quasi Permanente

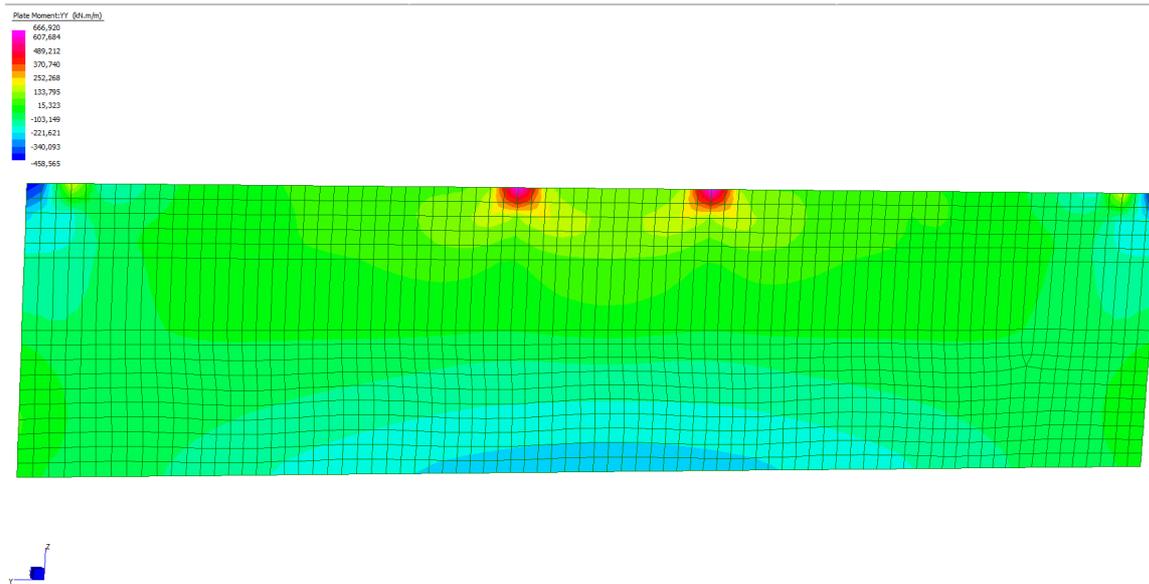


Figura 45: Momento orizzontale SLV

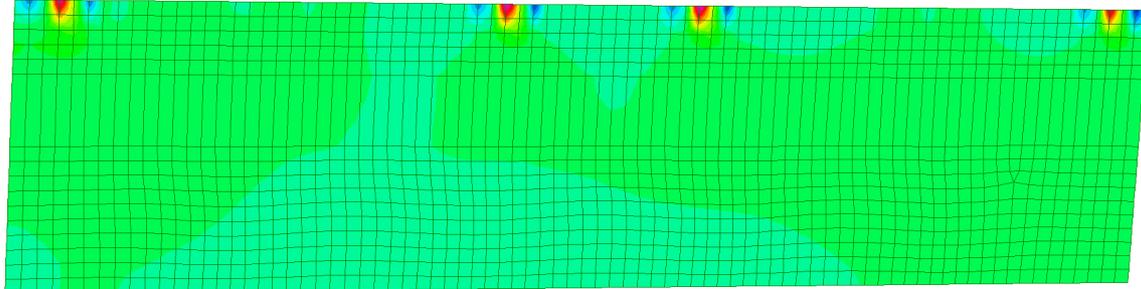
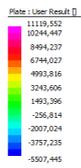


Figura 46: Taglio_SLV

VIADOTTO MONSERRATO - SPALLA 1 - FUSTO - ARMATURA ORIZZONTALE

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	82,5	49,3	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	151,0	117,0	0,0
SLV	662,0	462,0	0,0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	100
Altezza utile della sezione	d [cm]	95
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	10000

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0
Diametro	φ [mm]	18	20
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5,4	7,5
Area strato	A _s [cm ²]	25,45	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,269%	

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0
Diametro	φ [mm]	10	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5,0	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	7,85	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,083%	

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	10	0
Numero bracci	n _{br}	4	0
Passo	s _w [cm]	30	0
Inclinazione	α [deg]	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	10,47	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	R _{ck}	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,45

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30
--------------------------------------	-----------------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale

	σ [Mpa]	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	0,00	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	0,00	< 360

Verifica di fessurazione

	w _d [mm]	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	0,000	0,300
Combinazione SLE Frequente	0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	0,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	#N/D

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	#N/D
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	-

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cot(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	#N/D
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	872
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	#N/D
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	-

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

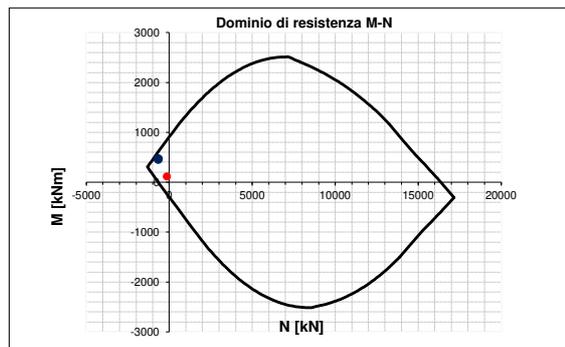
	SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	117,0
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	151,0

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	843,3
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	7,21

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	#N/D
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	1,48



7.3 Muri d'ala

7.3.1 Armatura verticale

Qui di seguito si possono vedere i contour delle sollecitazioni in direzione verticale e le verifiche strutturali effettuate.

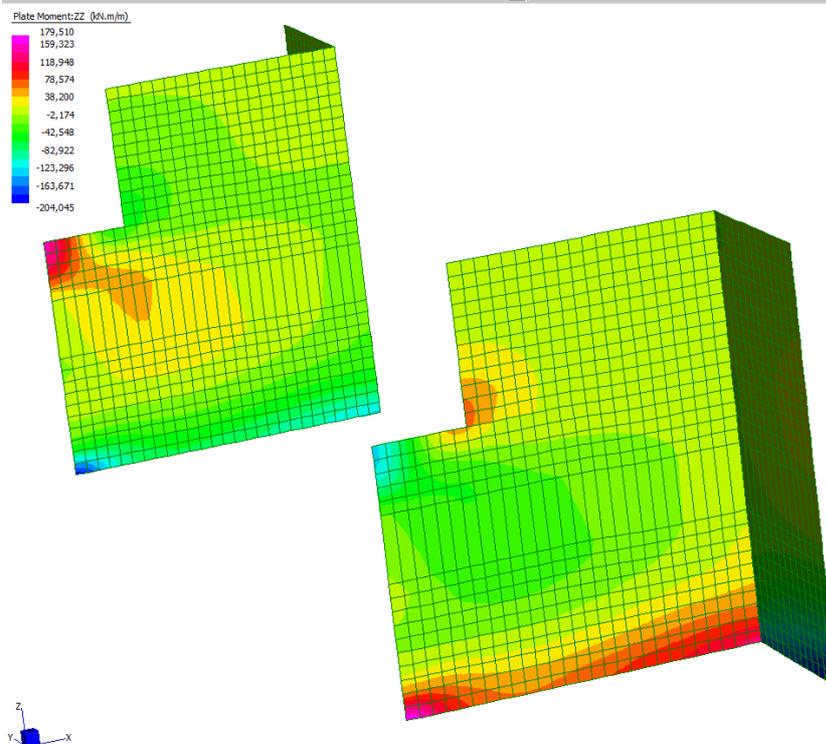


Figura 47: Momento verticale_SLU STR

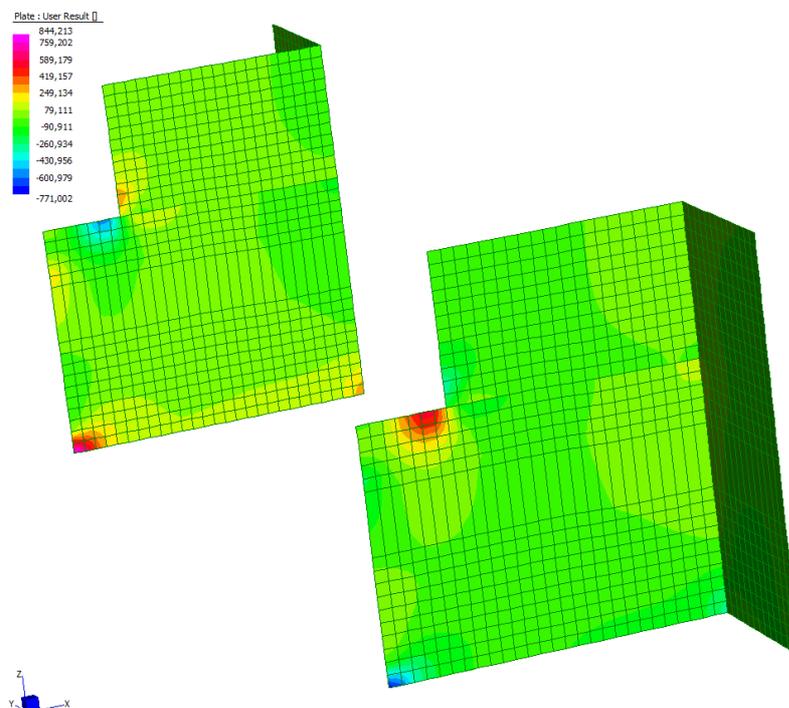


Figura 48: Taglio_SLU

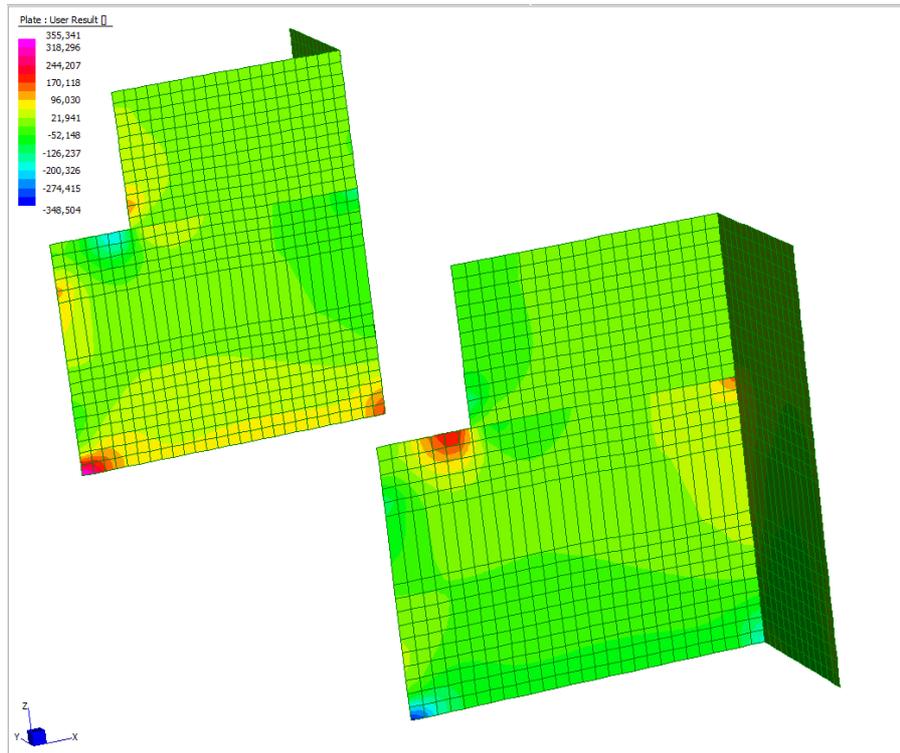


Figura 49: Momento verticale_SLE Quasi Permanente

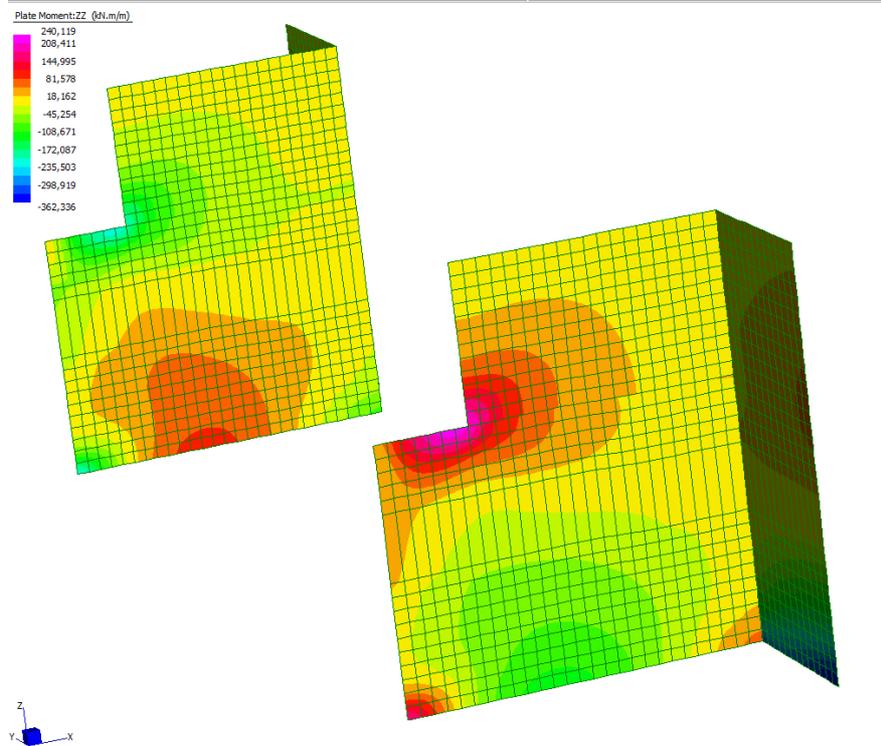


Figura 50: Momento verticale_SLV

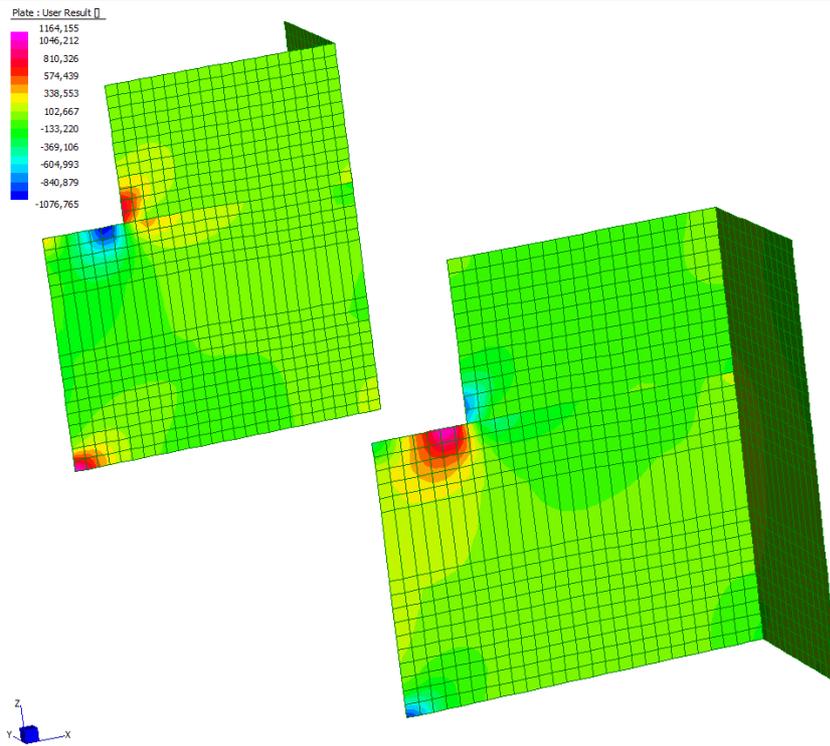


Figura 51: Taglio_SLV

VIADOTTO MONSERRATO - SPALLA 1 - MURO D'ALA

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	195,0	75,4	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	0,0	0,0	0,0
SLV	1464,0	468,0	856,0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	100
Altezza utile della sezione	d [cm]	94
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	10000

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10	5	0
Diametro	φ [mm]	20	20	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5,5	7,5	0,0
Area strato	A _s [cm ²]	31,42	15,71	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,502%		

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	20	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5,5	0,0	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	31,42	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,335%		

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	10	0	0
Numero bracci	n _{st}	4	0	0
Passo	s _w [cm]	30	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	10,47	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	RCK	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,45

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f _{td} [Mpa]	391,30
--------------------------------------	-----------------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 0,00 < 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 0,00 < 16,8
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 0,00 < 360
Verifica di fessurazione	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0,000 0,300
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0,000 0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	856,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	0,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	397,26
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	0,46

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2462
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	865
Resistenza a taglio di progetto	V _{rd} [kN]	865
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	1,01

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

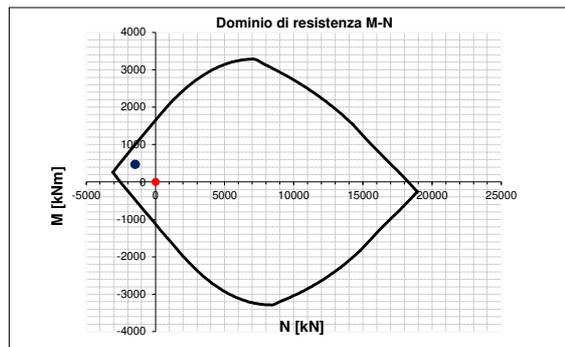
	SLU	SLV	
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	0,0	468,0
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0,0	1464,0

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV	
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	1649,9	999,0
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	#DIV/0!	2,13

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV	
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	2615,5
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	1,79



7.3.2 Armatura orizzontale

Qui di seguito si possono vedere i contour delle sollecitazioni in direzione verticale e le verifiche strutturali effettuate.

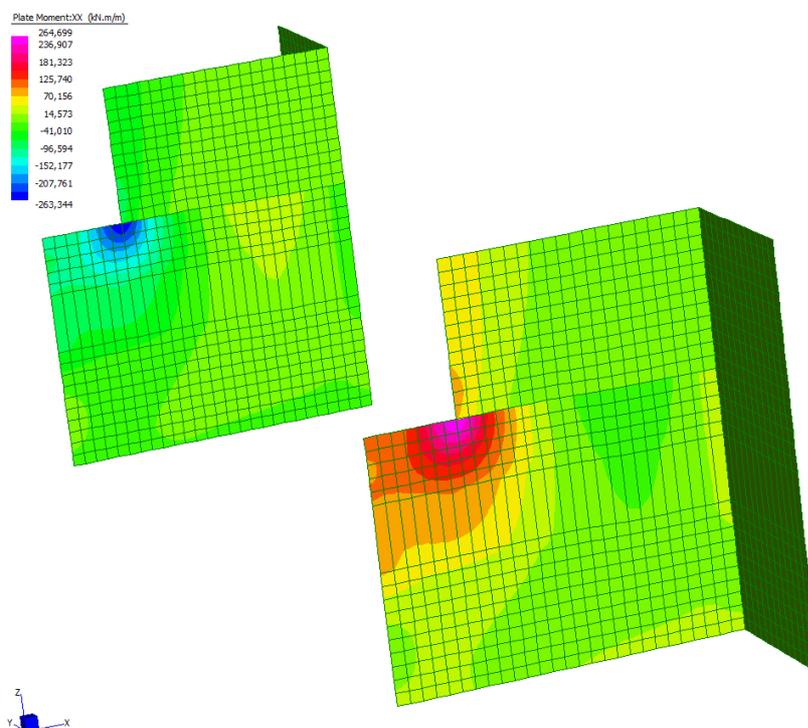


Figura 52: Momento orizzontale_SLU STR

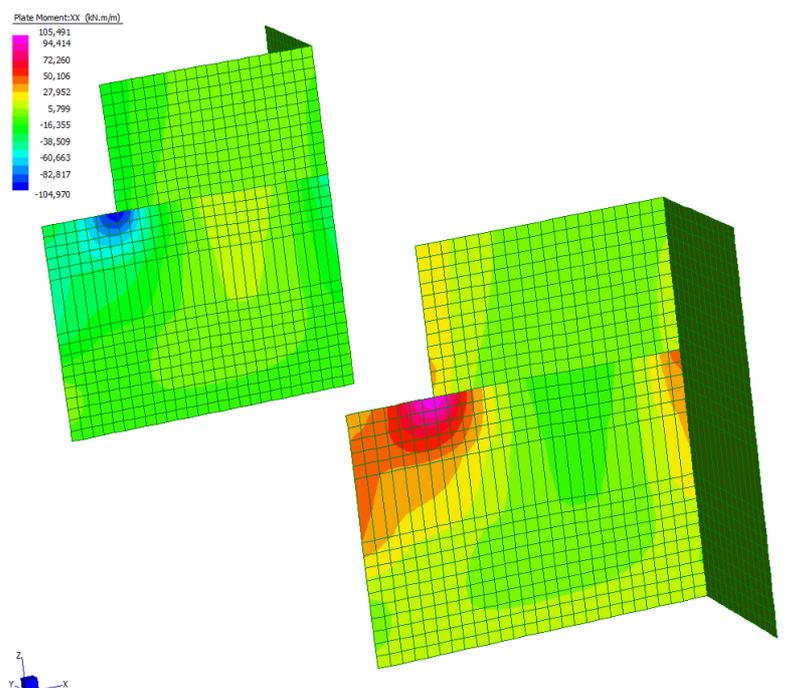


Figura 53: Momento orizzontale_SLE Quasi Permanente

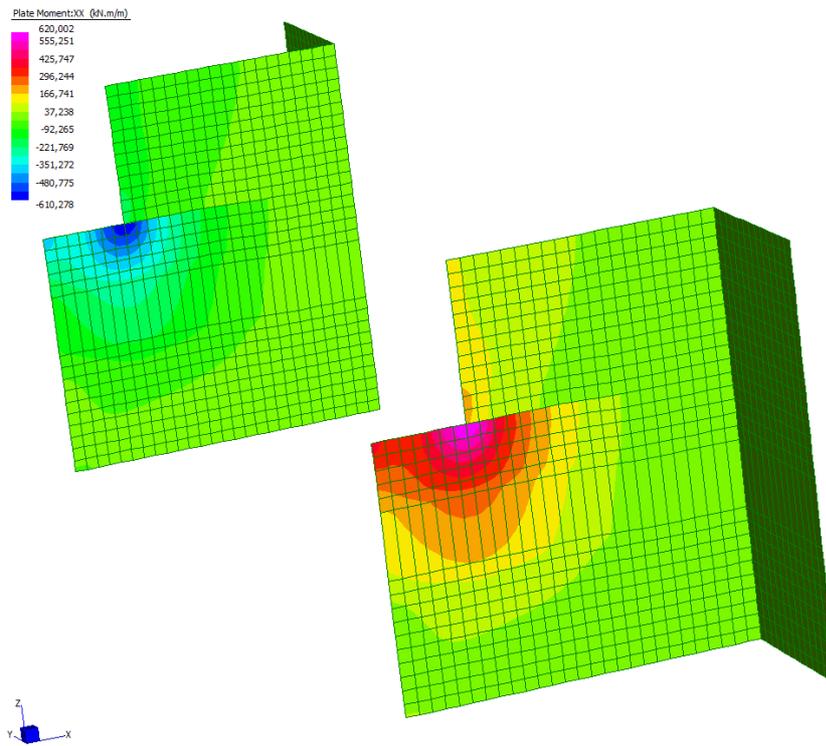


Figura 54: Momento orizzontale_SLV

VIADOTTO MONSERRATO - SPALLA 1 - MURO D'ALA - ARMATURA ORIZZONTALE

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	130,8	54,3	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	398,0	149,0	241,0
SLV	1056,0	384,0	490,0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	100
Altezza utile della sezione	d [cm]	95
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	10000

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0
Diametro	φ [mm]	20	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5,5	7,5
Area strato	A _s [cm ²]	31,42	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,332%	

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0
Diametro	φ [mm]	16	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5,3	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	20,11	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,213%	

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	8	0
Numero bracci	n _{st}	4	0
Passo	s _w [cm]	30	0
Inclinazione	α [deg]	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	6,70	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	RCK	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,45

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30
--------------------------------------	-----------------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 0,00 < 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 0,00 < 16,8
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 0,00 < 360
Verifica di fessurazione	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0,000 0,300
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0,000 0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	490,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	0,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	348,29
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	0,71

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2479
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	558
Resistenza a taglio di progetto	V _{rd} [kN]	558
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	1,14

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

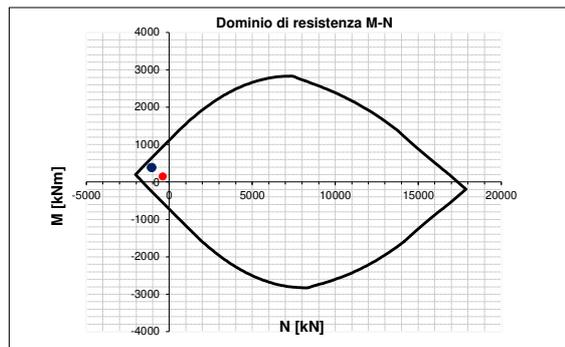
Sollecitazioni di progetto	SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	149,0 384,0
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	398,0 1056,0

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	940,1 643,6
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	6,31 1,68

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	#N/D 1617,3
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	#N/D 1,53



7.4 Platea in c.a.

Gli spessori delle fondazioni delle spalle sono pari a:

$$s = 1.20 \text{ m}$$

La fondazione è di tipo su pali. Sulla fondazione sono disposti 10 pali con diametro di 120cm come da seguente figura.

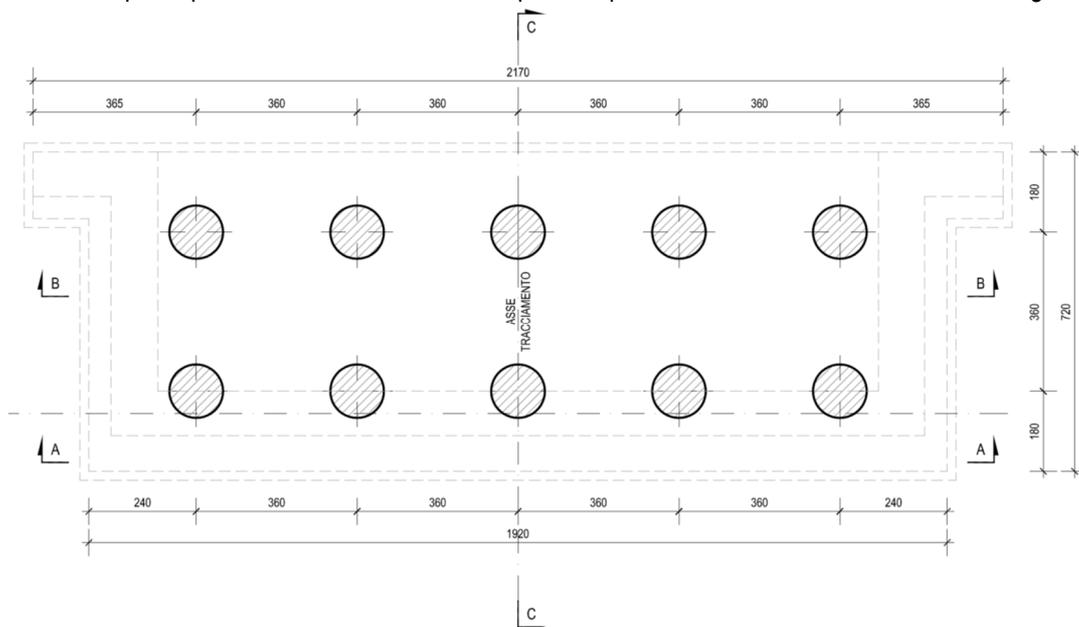


Figura 55: Pianta della platea di fondazione

Si riportano di seguito le immagini delle risultanze del modello della spalla2 a cui è stata applicata una costante di winkler alla platea di fondazione di 13000kN/mc e una molla infinitamente rigida in corrispondenza della superficie dei pali.

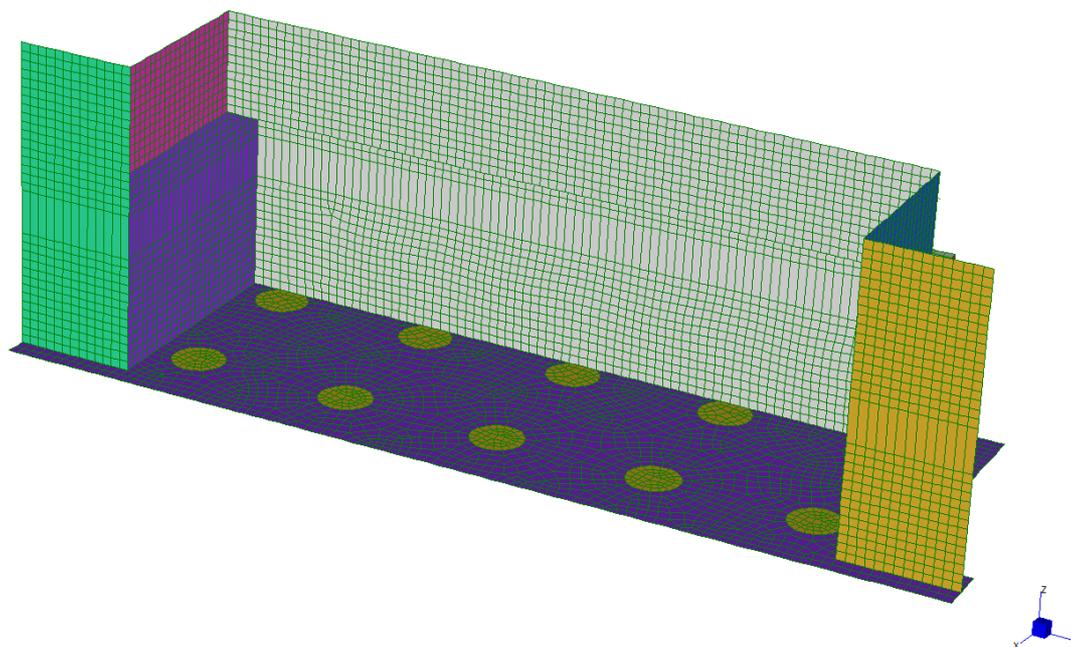


Figura 56: Modello agli elementi finiti per la determinazione delle sollecitazioni in platea

Parimenti alle elevazioni si riportano per brevità le immagini delle sollecitazioni relative alla spalla 1 ritenuta la maggiormente sollecitata, mentre si riportano le verifiche della platea di entrambe le spalle.

7.4.1 Armatura direzione X (ortogonale al fusto)

Qui di seguito si possono vedere i contour delle sollecitazioni in direzione verticale e le verifiche strutturali effettuate.

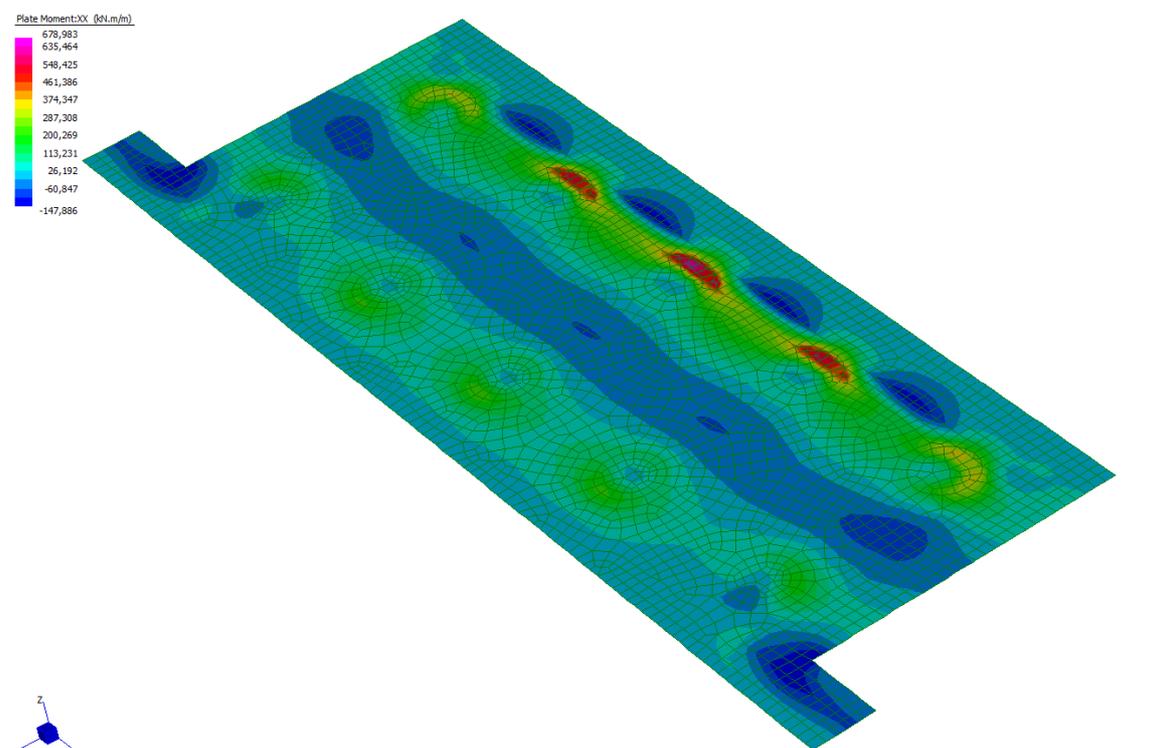


Figura 57: Momento XX_SLU STR

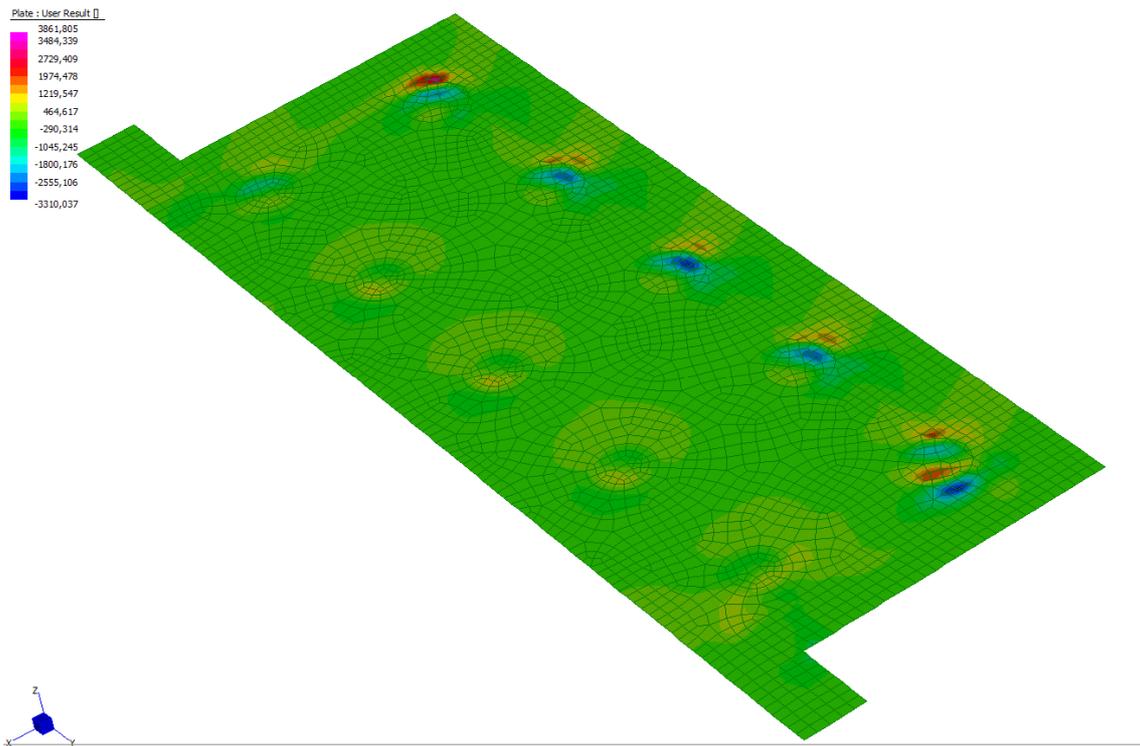


Figura 58: Taglio_SLU STR

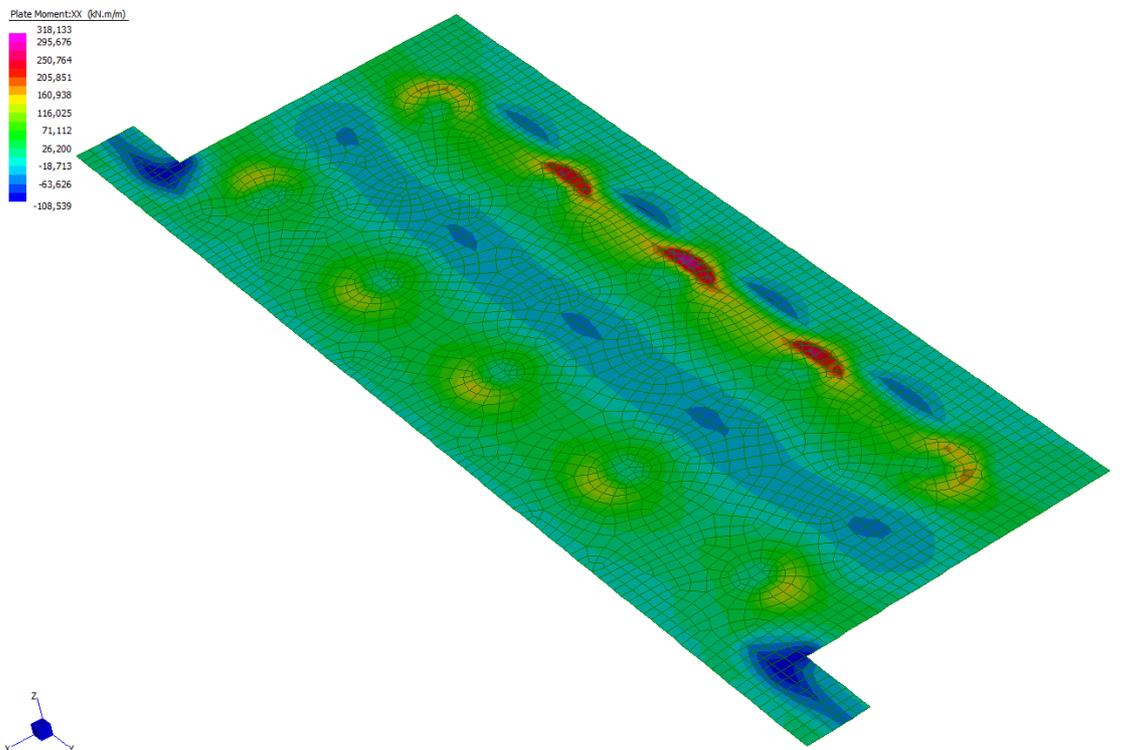


Figura 59: Momento XX_SLE Quasi Permanente

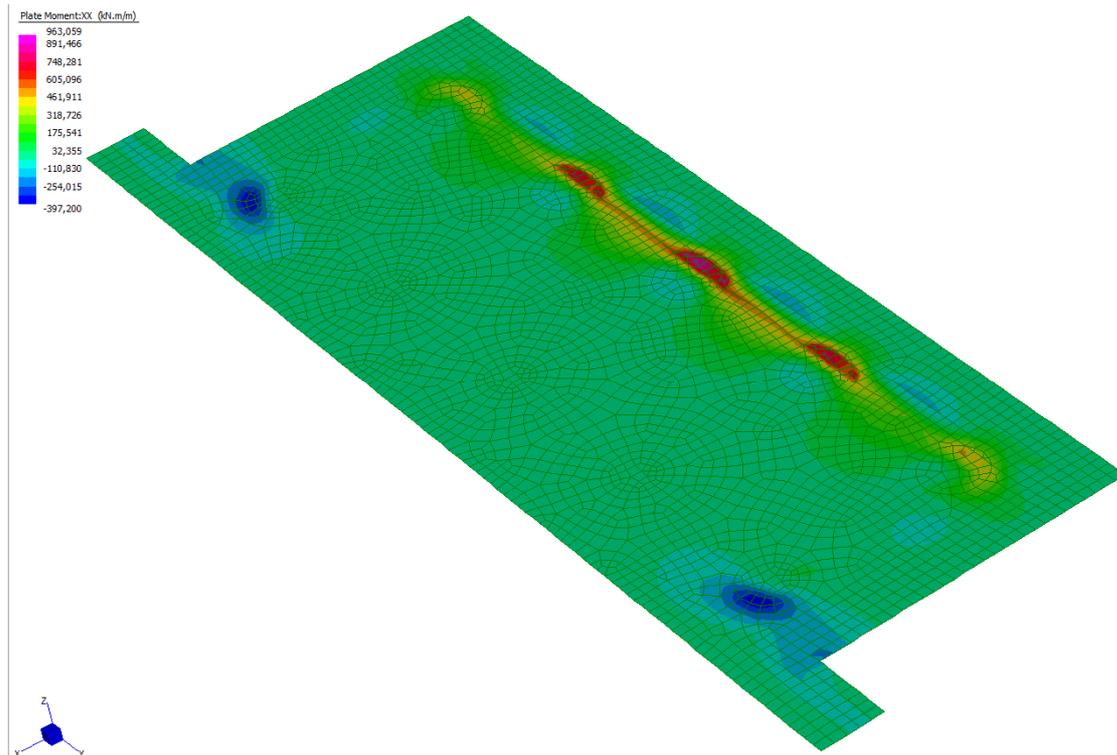


Figura 60: Momento XX_SLV

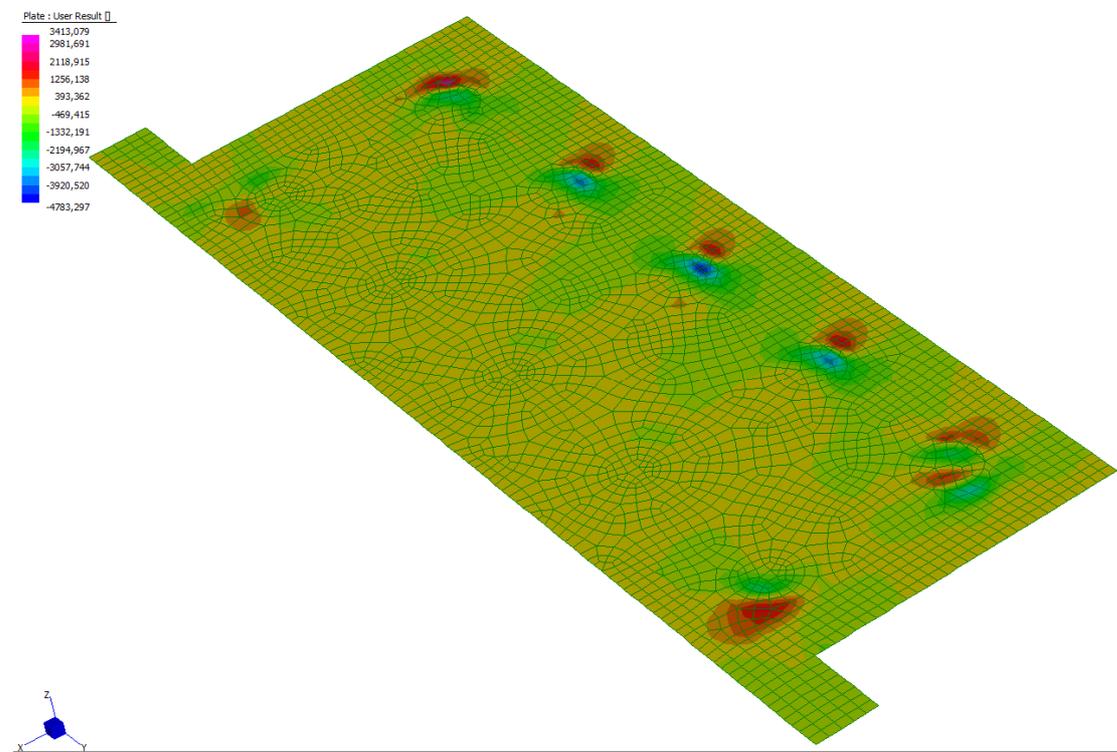


Figura 61: Taglio_SLV

VIADOTTO MONSERRATO - SPALLA 1 - FONDAZIONE - ARMATURA X

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-14,9	194,0	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	-33,6	405,2	0,0
SLV	50,2	397,2	826,2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione	
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm] 100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm] 120
Altezza utile della sezione	d [cm] 115
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²] 12000

Armatura longitudinale tesa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	16	20	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5,3	7,5	0,0
Area strato	A _s [cm ²]	20,11	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,175%		

Armatura longitudinale compressa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	16	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5,3	0,0	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	20,11	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,175%		

Armatura trasversale		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	10	0	0
Numero bracci	n _{st}	4	0	0
Passo	s _w [cm]	30	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	10,47	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,45

Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 1,39	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 0,00	< 360

Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0,086	0,300
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	826,2	
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	0,0	

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	358,53	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	0,43	

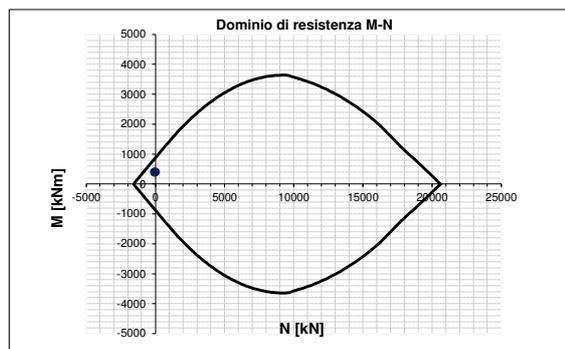
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5	
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	3009	
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1058	
Resistenza a taglio di progetto	V _{rd} [kN]	1058	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	1,28	

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	405,2	397,2
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	-33,6	50,2

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	899,9	853,9
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	2,22	2,15

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	872,7
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	17,39



La sezione risulta quindi essere verificata.

7.4.2 Armatura direzione Y (parallela al fusto)

Qui di seguito si possono vedere i contour delle sollecitazioni in direzione verticale e le verifiche strutturali effettuate.

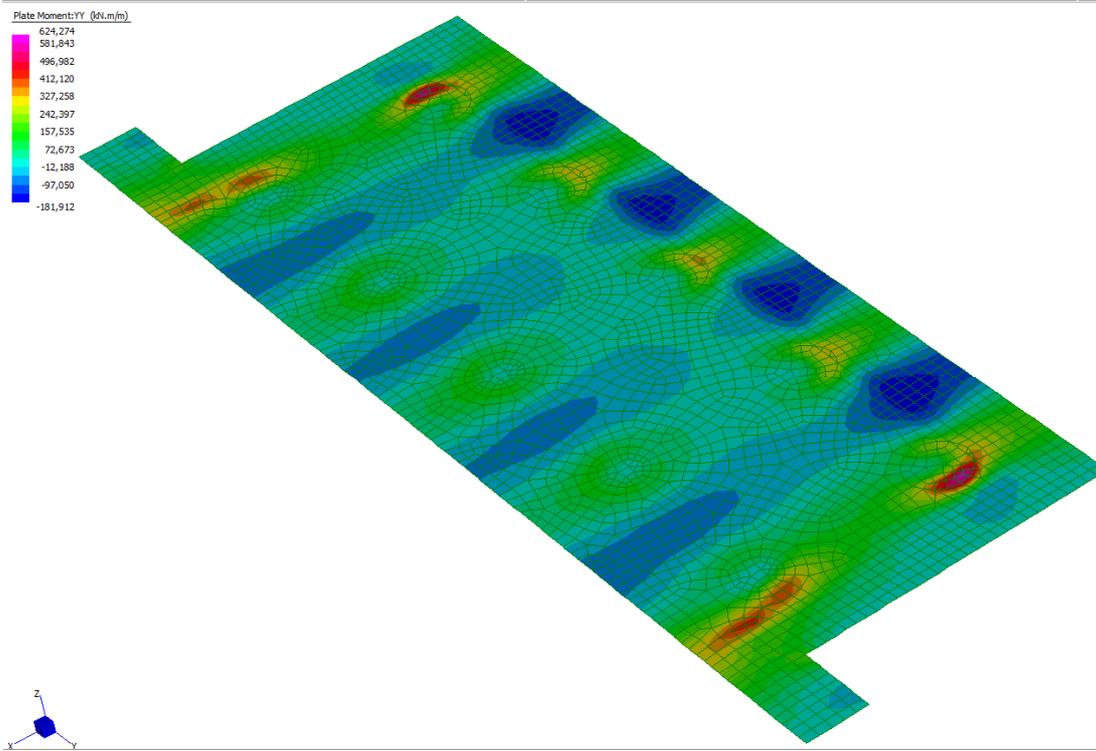


Figura 62: Momento YY_SLU STR

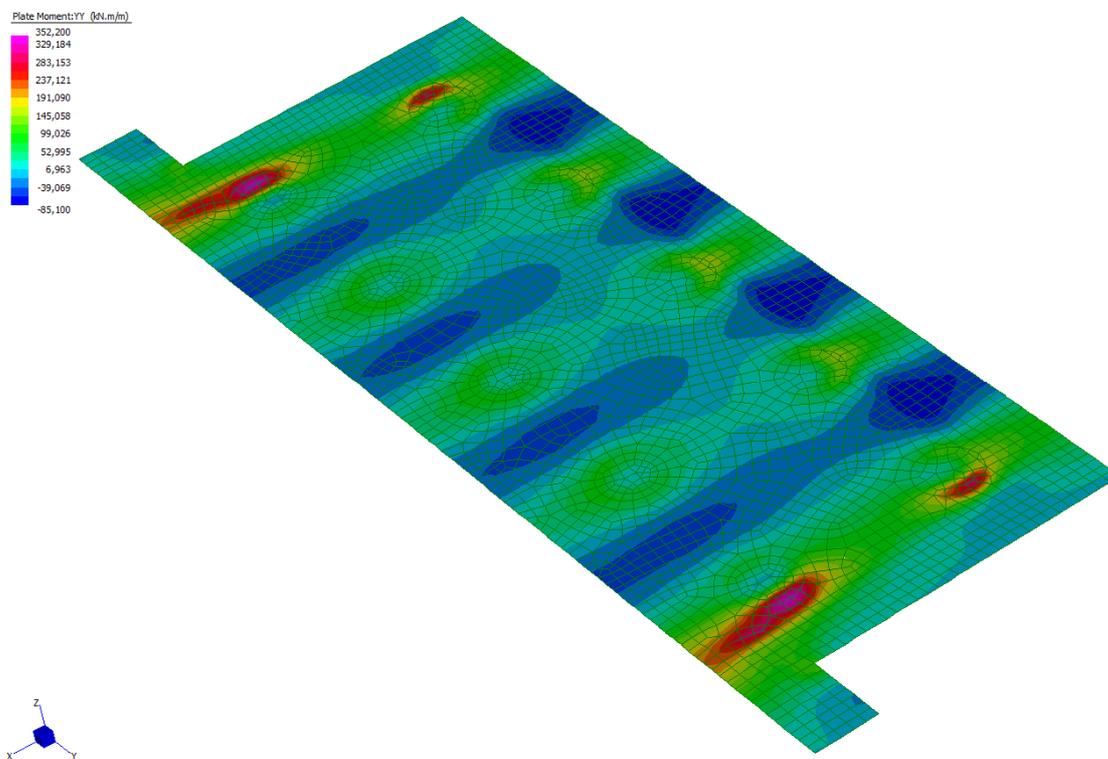


Figura 63: Momento YY_SLE Quasi Permanente

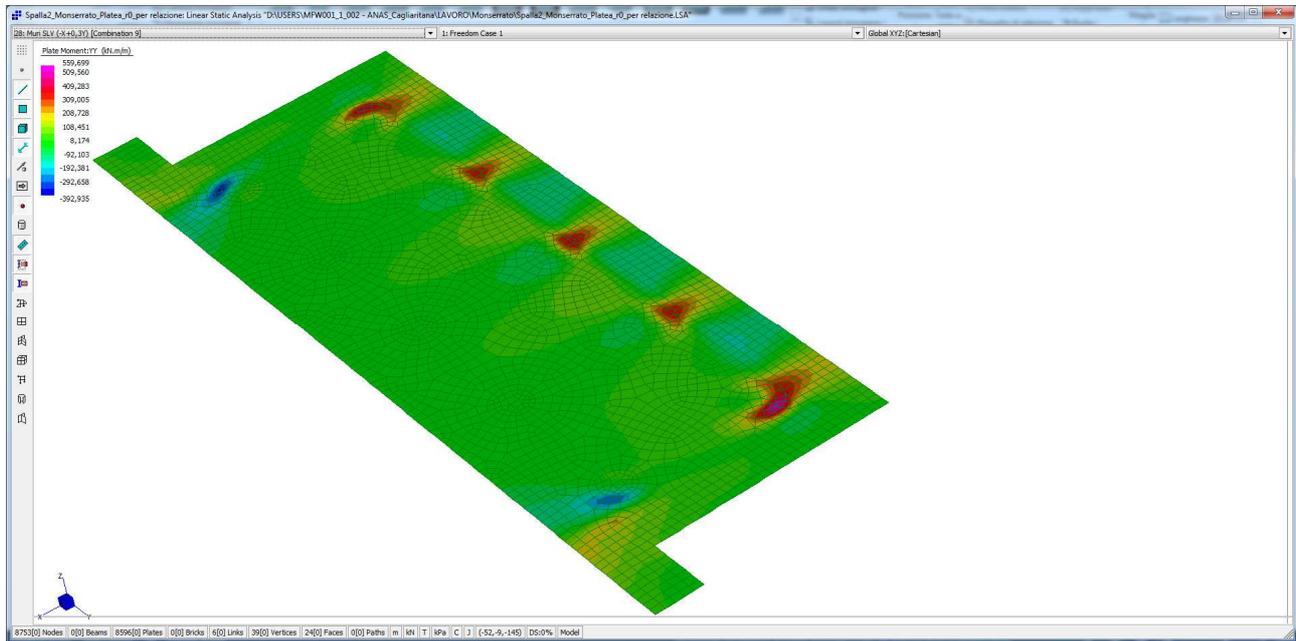


Figura 64: Momento YY_SLV

VIADOTTO MONSERRATO - SPALLA 1 - FONDAZIONE - ARMATURA Y

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-15,2	214,4	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	13,2	410,2	0,0
SLV	16,0	454,3	0,0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	120
Altezza utile della sezione	d [cm]	115
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	12000

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0
Diametro	φ [mm]	16	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5,3	7,5
Area strato	A _s [cm ²]	20,11	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,175%	

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0
Diametro	φ [mm]	16	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5,3	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	20,11	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,175%	

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	10	0
Numero bracci	n _{st}	4	0
Passo	s _w [cm]	30	0
Inclinazione	α [deg]	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	10,47	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	R _{ck}	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,45

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30
--------------------------------------	-----------------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale

	σ [Mpa]	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	1,54	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	0,00	< 360

Verifica di fessurazione

	w _d [mm]	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	0,095	0,300
Combinazione SLE Frequente	0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	0,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	#N/D

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	#N/D
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	-

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	#N/D
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1058
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	#N/D
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	-

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

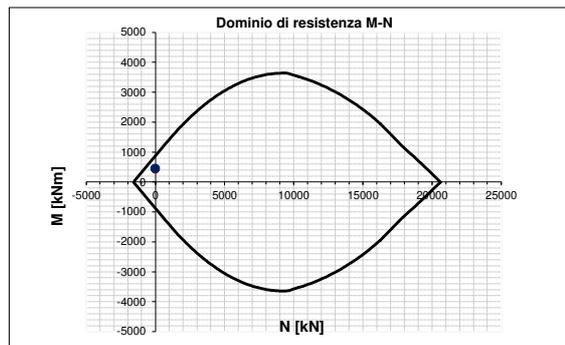
	SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	410,2
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	13,2

Verifica di resistenza in termini di momento

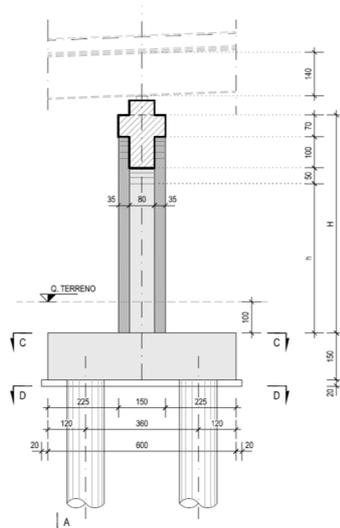
	SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	874,2
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	2,13

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	848,8
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	64,30



La sezione risulta quindi essere verificata.



PIANTA PULVINO scala 1:100

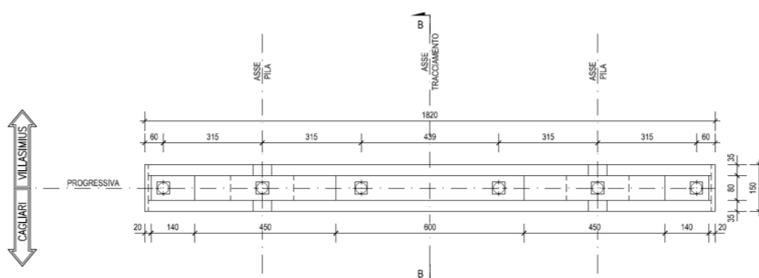


Figura 67 – Pila Tipo – Pianta pulvino e sezione fusto

8.1 Modellazione FEM

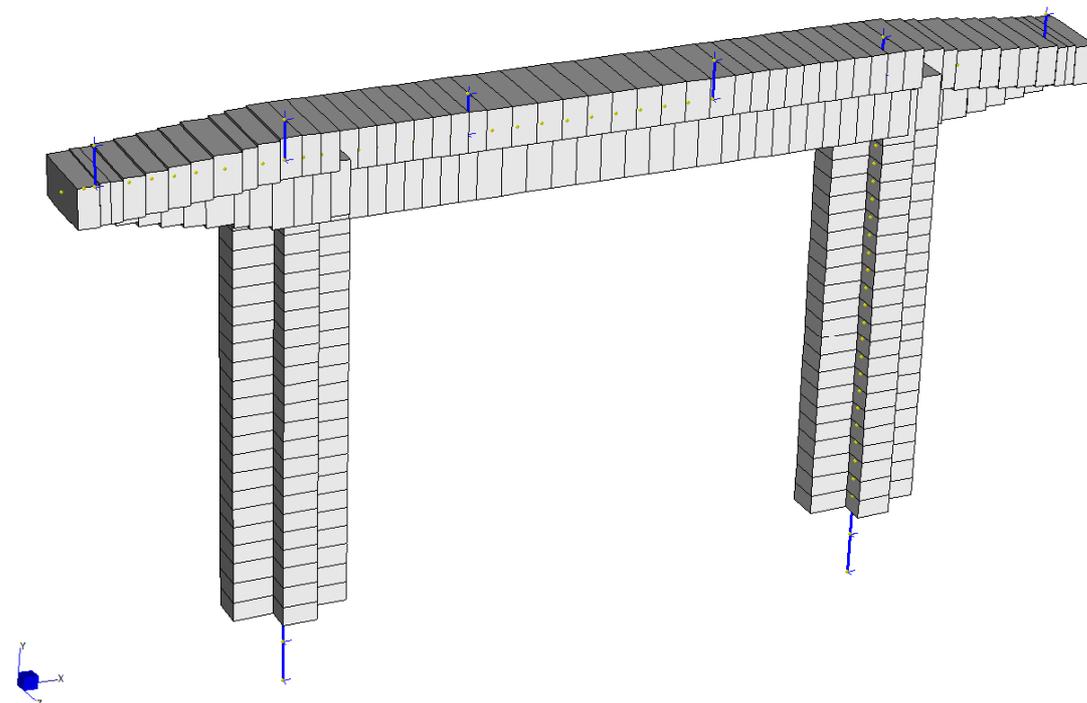
Il calcolo delle sollecitazioni agenti nella struttura d'impalcato viene effettuato per mezzo di una modellazione FEM 3D condotta impiegando il software Straus7 (release 2.4.6).

8.1.1 Descrizione del modello

Sono stati modellati i due fusti costituenti ciascuna pila e il relativo traverso di collegamento e i 6 appoggi che trasmettono le azioni statiche e sismiche dall'impalcato alle sottostrutture.

Il fusto delle pile ha forma a croce 2.0x1.6m con spessore di 60cm, mentre il traverso ha forma a T con base 1.5m, altezza 1.7m e spessore 70cm (altezza 2.10 e spessore 70cm per le pile sostenenti le campate da 48m).

Si riporta di seguito l'immagine del modello solido di una pila tipo.



Sono state modellate 3 tipologie di pile:

1. Pila compresa tra una campata di luce 32m e una campata di luce 32m;
2. Pila compresa tra una campata di luce 32m e una campata di luce 48m;
3. Pila compresa tra una campata di luce 48m e una campata di luce 48m.

8.2 Analisi dei carichi

8.2.1 Pesì propri

I pesì propri della sottostruttura sono automaticamente determinati dal software utilizzato considerando un peso specifico del c.a. di 25.0kN/mc.

Parimenti il carico sismico dovuto al peso delle sottostrutture viene determinato moltiplicando la massa del c.a. pari a 2.55 t/mc e moltiplicata per l'accelerazione a_{gmax}

8.2.2 Carichi trasmessi dall'impalcato per pila insistente tra campate 32+32m

Si riportano di seguito i carichi trasmessi dall'impalcato:

PERMANENTI

APPOGGIO 1	APPOGGIO 2	APPOGGIO 3	APPOGGIO 4	APPOGGIO 5	APPOGGIO 6
$G_1 = 1610 \text{ kN}$	$G_1 = 1280 \text{ kN}$	$G_1 = 1190 \text{ kN}$	$G_1 = 1190 \text{ kN}$	$G_1 = 1280 \text{ kN}$	$G_1 = 1610 \text{ kN}$
$G_2 = 615 \text{ kN}$	$G_2 = 310 \text{ kN}$	$G_2 = 720 \text{ kN}$	$G_2 = 720 \text{ kN}$	$G_2 = 310 \text{ kN}$	$G_2 = 615 \text{ kN}$

ACCIDENTALI

Gli scarichi dovuti ai carichi accidentali da traffico vengono disposti sull'appoggio che massimizza la sollecitazione oggetto di verifica, pertanto di seguito si riporta l'elenco delle 6 azioni dalla maggiore alla minore ma senza assegnarle agli appoggi:

$Q_a = 1610 \text{ kN}$	$Q_b = 740 \text{ kN}$	$Q_c = 370 \text{ kN}$	$Q_d = 246 \text{ kN}$	$Q_e = 246 \text{ kN}$	$Q_f = 246 \text{ kN}$
-------------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------

8.2.3 Carichi trasmessi dall'impalcato per pila insistente tra campate 32+48m

Si riportano di seguito i carichi trasmessi dall'impalcato:

PERMANENTI

APPOGGIO 1	APPOGGIO 2	APPOGGIO 3	APPOGGIO 4	APPOGGIO 5	APPOGGIO 6
$G_1 = 2280 \text{ kN}$	$G_1 = 1385 \text{ kN}$	$G_1 = 1720 \text{ kN}$	$G_1 = 1720 \text{ kN}$	$G_1 = 1385 \text{ kN}$	$G_1 = 2280 \text{ kN}$
$G_2 = 645 \text{ kN}$	$G_2 = 360 \text{ kN}$	$G_2 = 760 \text{ kN}$	$G_2 = 760 \text{ kN}$	$G_2 = 360 \text{ kN}$	$G_2 = 645 \text{ kN}$

ACCIDENTALI

Gli scarichi dovuti ai carichi accidentali da traffico vengono disposti sull'appoggio che massimizza la sollecitazione oggetto di verifica, pertanto di seguito si riporta l'elenco delle 6 azioni dalla maggiore alla minore ma senza assegnarle agli appoggi:

$Q_a = 1800 \text{ kN}$	$Q_b = 830 \text{ kN}$	$Q_c = 490 \text{ kN}$	$Q_d = 308 \text{ kN}$	$Q_e = 308 \text{ kN}$	$Q_f = 308 \text{ kN}$
-------------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------

8.2.4 Carichi trasmessi dall'impalcato per pila insistente tra campate 48+48m

Si riportano di seguito i carichi trasmessi dall'impalcato:

PERMANENTI

APPOGGIO 1	APPOGGIO 2	APPOGGIO 3	APPOGGIO 4	APPOGGIO 5	APPOGGIO 6
$G_1 = 2500 \text{ kN}$	$G_1 = 2070 \text{ kN}$	$G_1 = 1880 \text{ kN}$	$G_1 = 1880 \text{ kN}$	$G_1 = 2070 \text{ kN}$	$G_1 = 2500 \text{ kN}$
$G_2 = 860 \text{ kN}$	$G_2 = 560 \text{ kN}$	$G_2 = 1020 \text{ kN}$	$G_2 = 1020 \text{ kN}$	$G_2 = 560 \text{ kN}$	$G_2 = 860 \text{ kN}$

ACCIDENTALI

Gli scarichi dovuti ai carichi accidentali da traffico vengono disposti sull'appoggio che massimizza la sollecitazione oggetto di verifica, pertanto di seguito si riporta l'elenco delle 6 azioni dalla maggiore alla minore ma senza assegnarle agli appoggi:

$$Q_a = 2080 \text{ kN} \quad Q_b = 980 \text{ kN} \quad Q_c = 460 \text{ kN} \quad Q_d = 370 \text{ kN} \quad Q_e = 370 \text{ kN} \quad Q_f = 370 \text{ kN}$$

8.3 Combinazioni di carico

La determinazione dei valori delle sollecitazioni da utilizzare per l'esecuzione delle verifiche strutturali viene condotta facendo riferimento ai gruppi di azioni ed ai coefficienti di combinazione riportati nel D.M 14.01.2008.

Si riportano di seguito i coefficienti di combinazione allo Stato Limite Ultimo per la verifica strutturale dei muri e della fondazione (SLU-STR) e per la verifica geotecnica della fondazione (SLU-GEO).

	SLU_Sbalzo	SLV	SLU-STR-TelaioCentr	SLU-STR-Maxverticale
1: G1_PP pila [Freedom Case 1]	1,3	1	1,35	1,35
2: G1_P.P. Fondaz [Freedom Case 1]	1,3	1	1,35	1,35
3: G1_Impalcato [Freedom Case 1]	1,3	1	1,35	1,35
4: G2_Impalcato [Freedom Case 1]	1,5	1	1,5	1,5
5: Q_Max sbilanc [Freedom Case 1]	0	0	0	0
6: Q_Max centrato [Freedom Case 1]	0	0	0	0
7: SLV_+X [Freedom Case 1]	0	1	0	0
8: Q_MaxSbalzo [Freedom Case 1]	1,5	0	0	0
9: Q_MaxCentro [Freedom Case 1]	0	0	1,35	0
10: Q_MaxVerticale [Freedom Case 1]	0	0	0	1,35

8.4 Risultati delle analisi

Per mezzo del modello così presentato si possono facilmente ottenere le azioni agenti nel baricentro della palificata all'intradosso della fondazione.

	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kN.m)
Node 98: 11: SLU_Sbalzo [Combination 1]	954,76	9.882,47	-4.673,33
Node 98: 12: SLV [Combination 2]	-1.673,74	8.944,64	9.158,29
Node 98: 13: SLU-STR-TelaioCentr [Combination 3]	-4,37	12.093,04	102,43
Node 98: 14: SLU-STR-Maxverticale [Combination 4]	-4,37	12.093,04	102,43
Node 101: 11: SLU_Sbalzo [Combination 1]	-954,76	13.446,08	3.211,15
Node 101: 12: SLV [Combination 2]	-2.351,32	6.636,55	11.956,06
Node 101: 13: SLU-STR-TelaioCentr [Combination 3]	4,37	12.607,57	66,38
Node 101: 14: SLU-STR-Maxverticale [Combination 4]	4,37	12.607,57	66,38

9 VERIFICA DELLE PILE

9.1 Pile sostenenti campate 32+32m

9.1.1 Sollecitazioni risultanti

In tale paragrafo si riporteranno le verifiche strutturali effettuate per le pile che sostengono campate da 32m.

Qui di seguito si riportano i diagrammi degli involuipi delle sollecitazioni sulla pila

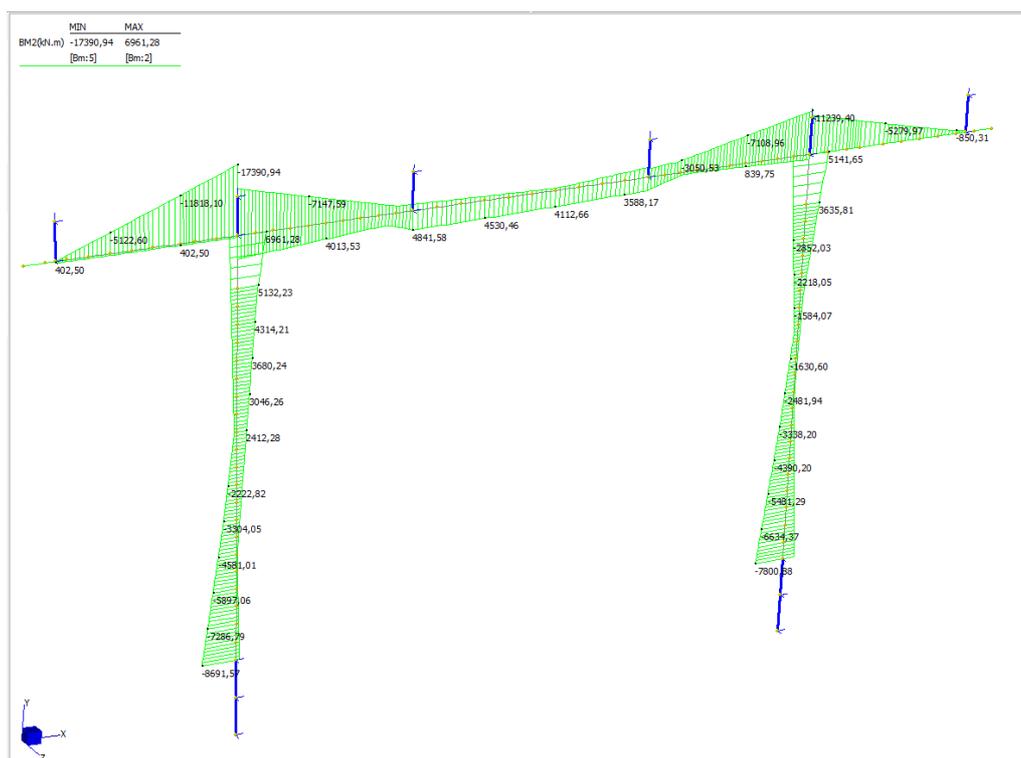


Figura 68 – Involuppo diagramma del momento flettente

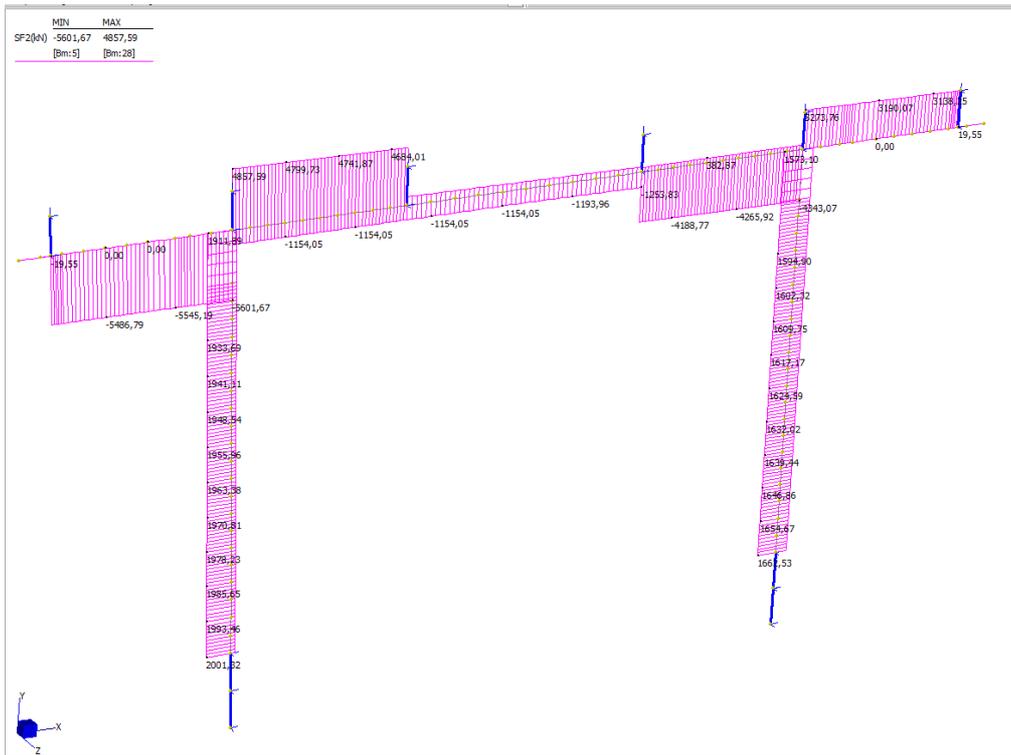


Figura 69 – Involuppo diagramma dell'azione tagliante

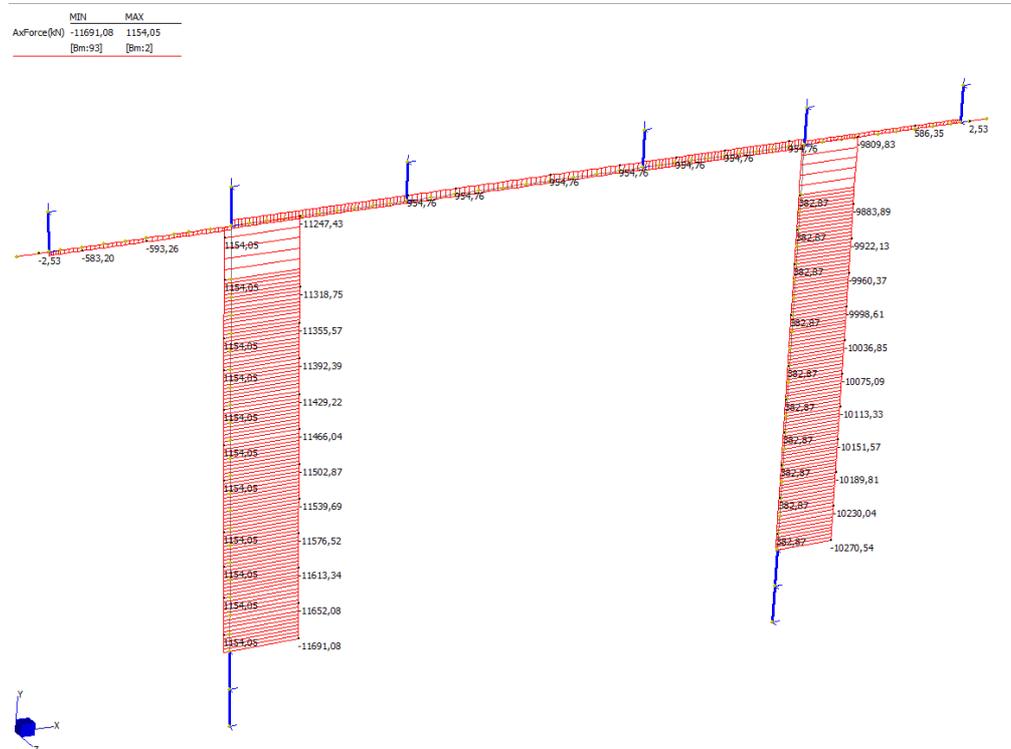


Figura 70 – Involuppo diagramma dell'azione assiale

9.1.2 Verifica Fusto

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche effettuate per il fusto della pila.

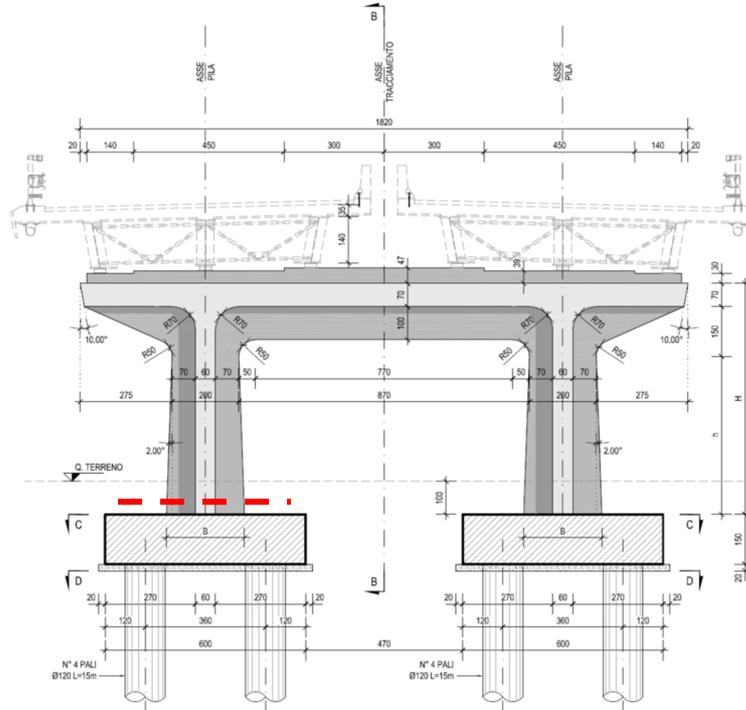


Figura 71 – Sezione di verifica del fusto della pila

PILA 32+32 - FUSTO ALLA BASE

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0,0	0,0	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	0,0	0,0	0,0
SLV	-5284,0	8691,0	2001,0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	80
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	240
Altezza utile della sezione	d [cm]	234
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	19200

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	8	0
Diametro	φ [mm]	26	24
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5,8	9,4
Area strato	As [cm ²]	42,47	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,227%	

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	8	0
Diametro	φ [mm]	26	24
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5,8	9,4
Area strato	As' [cm ²]	42,47	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,227%	

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	10	0
Numero bracci	n _{br}	4	0
Passo	s _w [cm]	30	0
Inclinazione	α [deg]	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	10,47	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	RCK	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,45

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f _{td} [Mpa]	391,30
--------------------------------------	-----------------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale

	σ [Mpa]	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	0,00	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	0,00	< 360

Verifica di fessurazione

	w _d [mm]	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	0,000	0,300
Combinazione SLE Frequente	0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	2001,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	-5284,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	1311,38
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	0,66

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	5768
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	2159
Resistenza a taglio di progetto	V _{rd} [kN]	2159
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	1,08

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

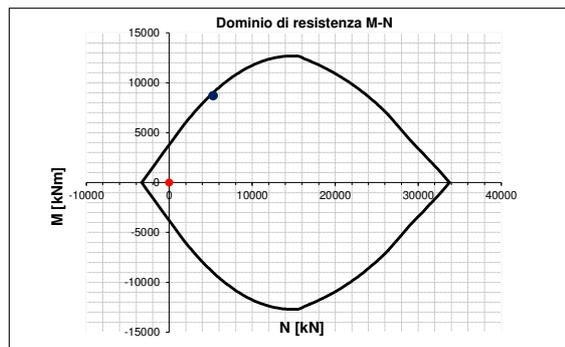
	SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	0,0
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	-5284,0

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	3814,5
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	#DIV/0!

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-



9.1.3 Verifica Traverso

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche effettuate per il traverso collegante i due fusti della pila.

In particolar modo si esegue dapprima la verifica nella sezione di massima sollecitazione sull'appoggio della pila e successivamente la verifica in mezzeria del traverso.

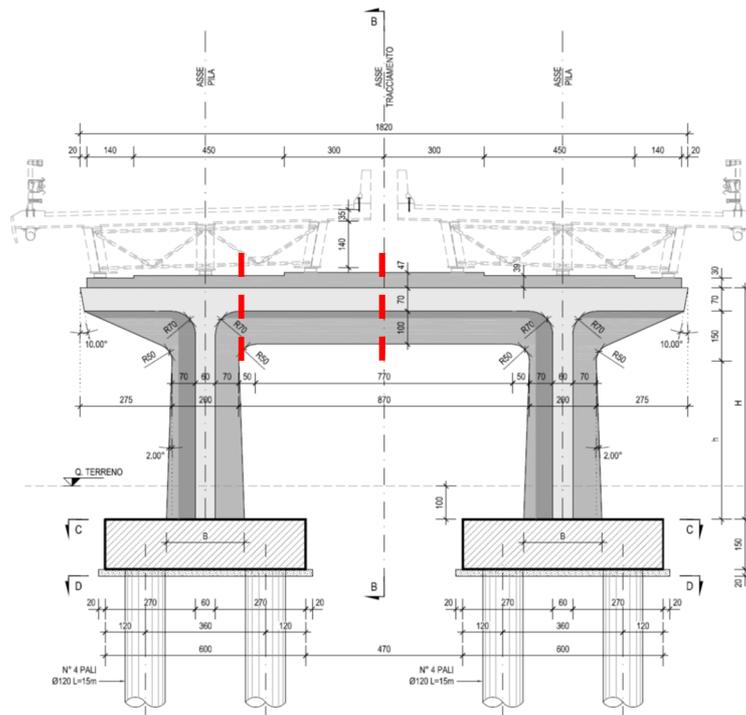


Figura 72 – Sezioni di verifica del traverso della pila

PILA 32+32 - TELAIO - Momento Negativo

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0,0	0,0	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	0,0	0,0	0,0
SLV	-211,0	10200,0	3292,0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione		
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	80
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	215
Altezza utile della sezione	d [cm]	207
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	17200

Armatura longitudinale tesa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	8	8	0
Diametro	φ [mm]	32	32	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6,1	10,9	0,0
Area strato	A _s [cm ²]	64,34	64,34	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,779%		

Armatura longitudinale compressa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	8	0	0
Diametro	φ [mm]	32	32	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6,1	10,9	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	64,34	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,389%		

Armatura trasversale		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	12	0	0
Numero bracci	n _{st}	6	0	0
Passo	s _w [cm]	20	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	33,93	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	R _{ck}	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,45

Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 0,00	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 0,00	< 360
Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0,000	0,300
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto		
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	3292,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	-211,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica		
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	756,64
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	0,23

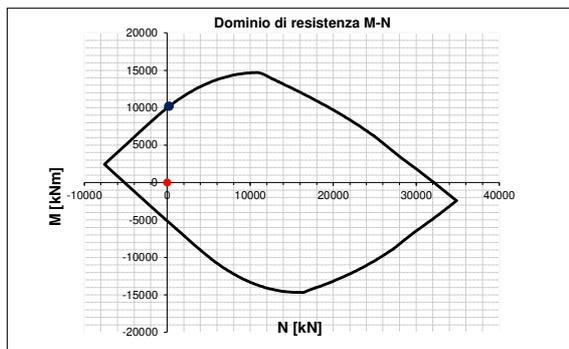
Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
CoTan(θ) di progetto	cotang(θ)	2,0
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	5031
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	4993
Resistenza a taglio di progetto	V _{rd} [kN]	4993
Coefficiente di sicurezza	V _{rd} /V _{sd}	1,52

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	0,0	10200,0
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0,0	-211,0

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	9986,8	10168,0
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	#DIV/0!	1,00

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



PILA 32+32 - TELAIO - Momento Positivo

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0,0	0,0	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	0,0	0,0	0,0
SLV	-4,8	4841,0	4323,0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	80
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	215
Altezza utile della sezione	d [cm]	209
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	17200

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	8	0
Diametro	φ [mm]	32	32
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6,1	10,9
Area strato	As [cm ²]	64,34	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,385%	

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	8	0
Diametro	φ [mm]	32	32
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6,1	10,9
Area strato	As' [cm ²]	64,34	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,385%	

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	12	0
Numero bracci	n _{st}	6	0
Passo	s _w [cm]	20	0
Inclinazione	α [deg]	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	33,93	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	RCK	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,45

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30
--------------------------------------	-----------------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale

	σ [Mpa]	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	0,00	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	0,00	< 360

Verifica di fessurazione

	w _d [mm]	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	0,000	0,300
Combinazione SLE Frequente	0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	4323,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	-4,8

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	580,78
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	0,13

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,0
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	5051
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	5051
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	5051
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	1,17

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

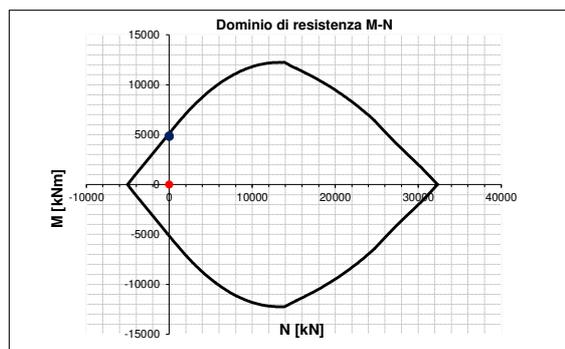
	SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	0,0
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0,0

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	5125,1
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	#DIV/0!

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-



9.1.4 Verifica Mensola

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche effettuate per la parte rastremata a sbalzo della pila.

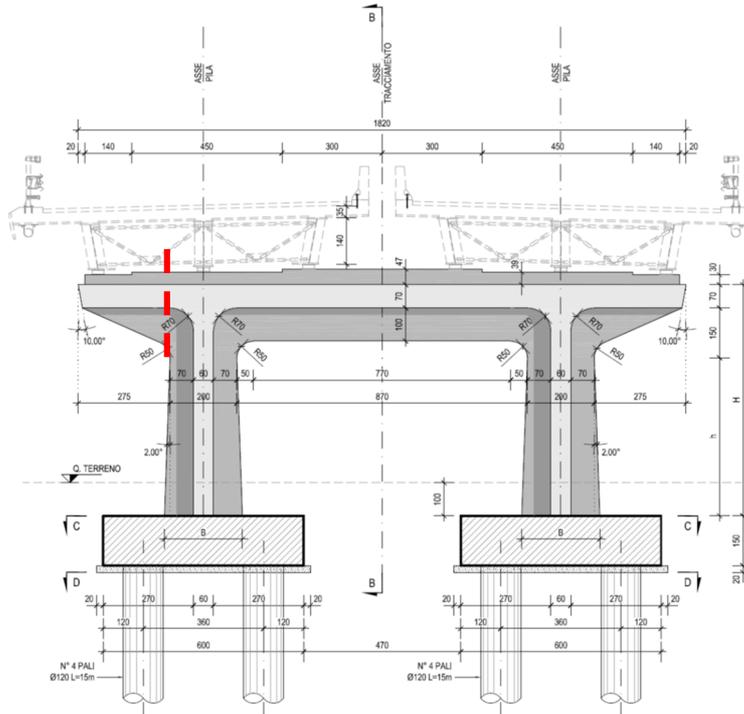


Figura 73 – Sezioni di verifica del trasverso della pila

La verifica effettuata è quella prevista per la resistenza degli elementi tozzi (Paragrafo C4.1.2.1.5 della Circolare 02.02.2009).

La verifica è stata fatta ipotizzando agenti i due meccanismi tirante-puntone, sia quello con il tirante orizzontale che quello con tirante obliquo.

Riferimento C4.1.2.1.5

y=	37	deg	0,645444444	fcd=	18,13	MPa
a=	2000	mm		fyd=	391,3	MPa
d=	2000	mm				
dii=	840	mm				
b=	800	mm				
c=	1,5					
α=	30	deg	0,523333333			rad
l=	2400					
λ=	1,33333333					

I Meccanismo		II Meccanismo			
Φ=	32	mm	Φ=	26	mm
n=	21		n=	8	
As	16880,6	mmq	As	4245,3	mmq

Ped=	5545	kN
Hed=	0	kN

PRs=	4954,0	kN	
Prc=	6265,7	kN	OK!

II Meccanismo			
ΔPr=	830,2	kN	
ΔPrc=	1406,0	kN	OK!

cot(y)=	1,33
cot(y)=	1,33

deriva da y
deriva da l e d

Pr=	5618,2	kN	VERIFICATO
-----	--------	----	------------

9.2 Pile sostenenti campate 32+48m

9.2.1 Sollecitazioni risultanti

In tale paragrafo si riporteranno le verifiche strutturali effettuate per le pile che sostengono una campata da 32m e una campata da 48m.

Qui di seguito si riportano i diagrammi degli involuipi delle sollecitazioni sulla pila

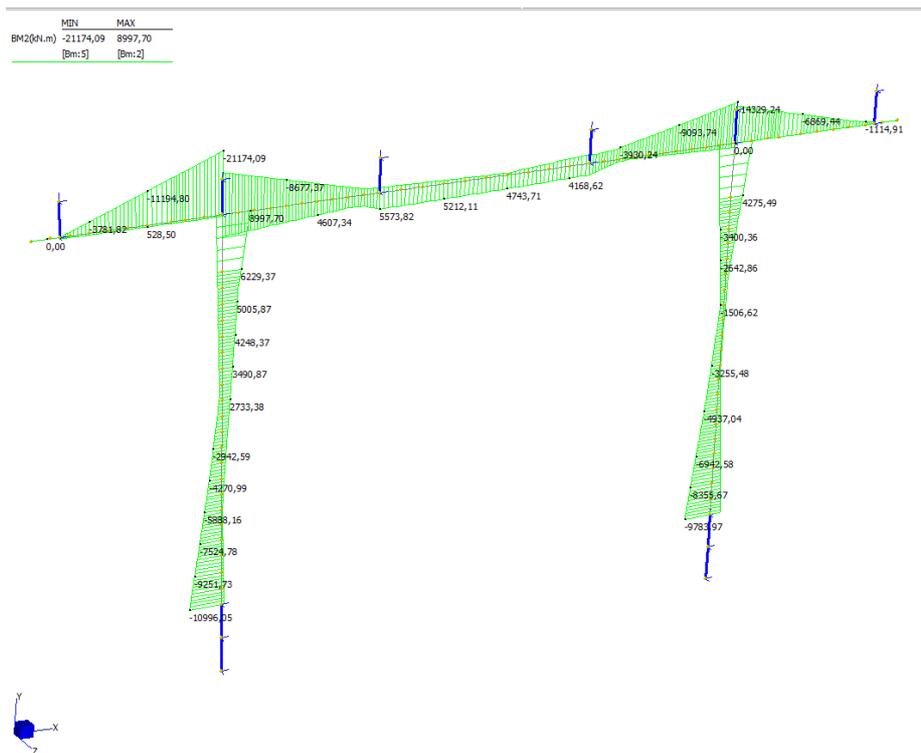


Figura 74 – Involuppo diagramma del momento flettente

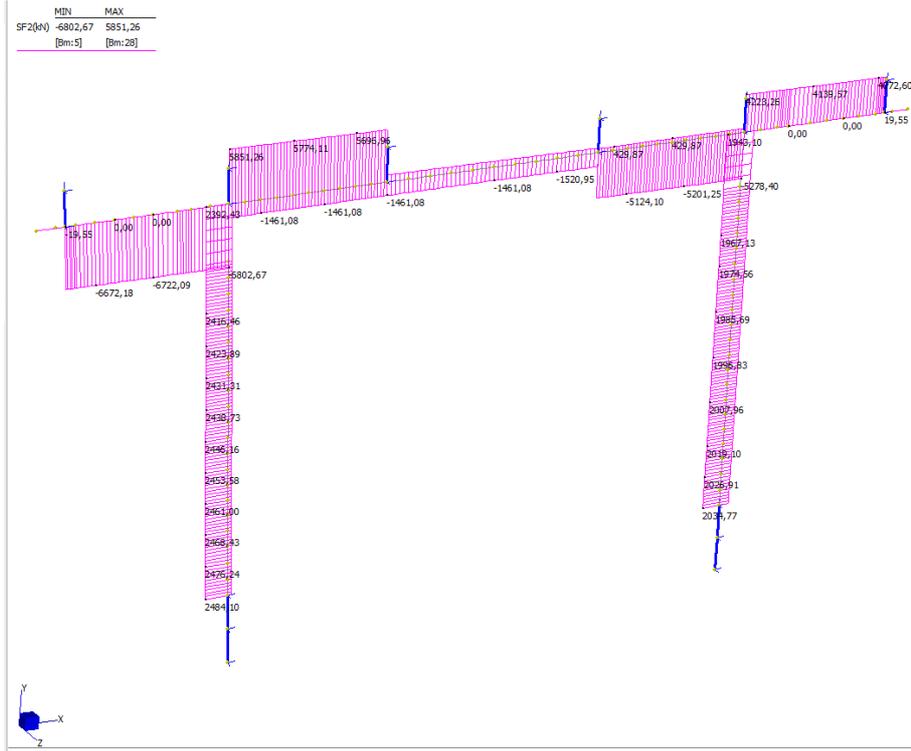


Figura 75 – Involuppo diagramma dell'azione tagliante

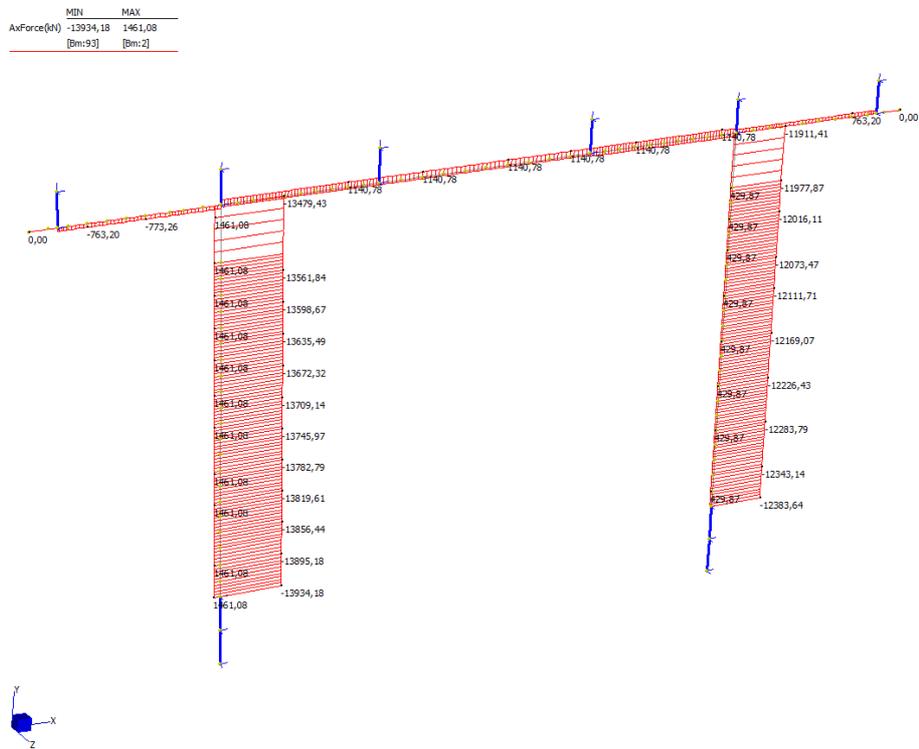


Figura 76 – Involuppo diagramma dell'azione assiale

9.2.2 Verifica Fusto

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche effettuate per il fusto della pila.

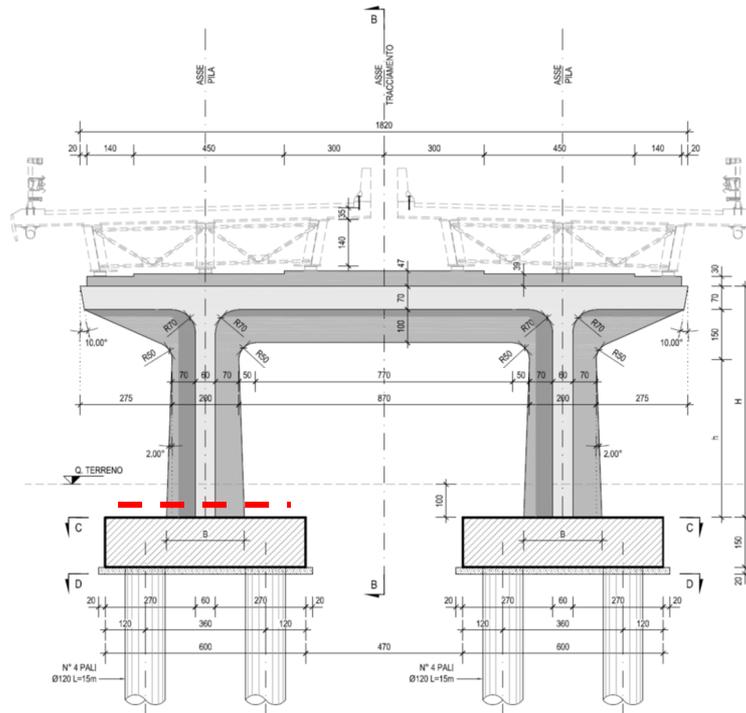


Figura 77 – Sezione di verifica del fusto della pila

PILA 48+32 - FUSTO ALLA BASE

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0,0	0,0	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	0,0	0,0	0,0
SLV	-6413,0	10996,0	2484,0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	80
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	240
Altezza utile della sezione	d [cm]	233
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	19200

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	8	8	0
Diametro	φ [mm]	24	24	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5,7	9,3	0,0
Area strato	A _s [cm ²]	36,19	36,19	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,389%		

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	8	8	0
Diametro	φ [mm]	24	24	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5,7	9,3	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	36,19	36,19	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,389%		

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	12	0	0
Numero bracci	n _{st}	4	0	0
Passo	s _w [cm]	30	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	15,08	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	R _{ck}	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,45

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30
--------------------------------------	-----------------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale

	σ [Mpa]	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	0,00	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	0,00	< 360

Verifica di fessurazione

	w _d [mm]	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	0,000	0,300
Combinazione SLE Frequente	0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	2484,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	-6413,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	1525,32
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	0,61

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	5907
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	3087
Resistenza a taglio di progetto	V _{rd} [kN]	3087
Coefficiente di sicurezza	V _{rd} /V _{sd}	1,24

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

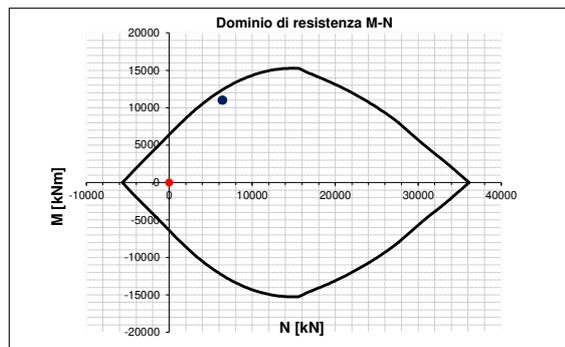
	SLU	SLV	
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	0,0	10996,0
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0,0	-6413,0

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV	
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	6416,0	12402,9
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	#DIV/0!	1,13

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV	
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



9.2.3 Verifica Traverso

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche effettuate per il traverso collegante i due fusti della pila.

In particolar modo si esegue dapprima la verifica nella sezione di massima sollecitazione sull'appoggio della pila e successivamente la verifica in mezzeria del traverso.

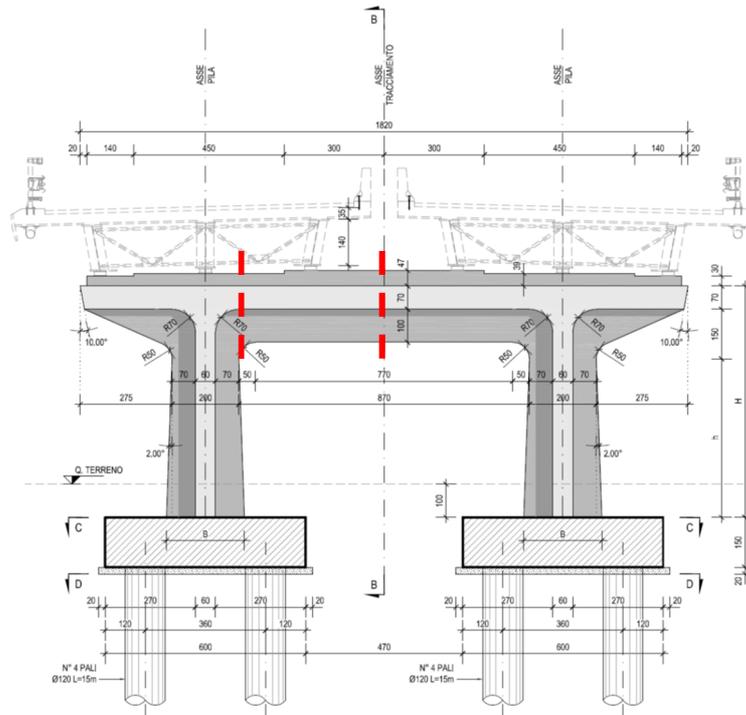


Figura 78 – Sezioni di verifica del traverso della pila

PILA 48+32 - TELAIO - MOMENTO NEGATIVO

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0,0	0,0	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	0,0	0,0	0,0
SLV	-270,0	13013,0	5793,0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	80
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	215
Altezza utile della sezione	d [cm]	207
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	17200

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	12	10	0
Diametro	φ [mm]	32	32	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6,1	10,9	0,0
Area strato	A _s [cm ²]	96,51	80,42	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	1,070%		

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	8	0	0
Diametro	φ [mm]	32	32	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6,1	10,9	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	64,34	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,389%		

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	16	0	0
Numero bracci	n _{st}	6	0	0
Passo	s _w [cm]	20	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	60,32	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	RCK	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,45

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale

	σ [Mpa]	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	0,00	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	0,00	< 360

Verifica di fessurazione

	w _d [mm]	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	0,000	0,300
Combinazione SLE Frequente	0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	5793,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	-270,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	846,98
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	0,15

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cotang(θ)	1,4
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	6057
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	5997
Resistenza a taglio di progetto	V _{rd} [kN]	5997
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	1,04

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

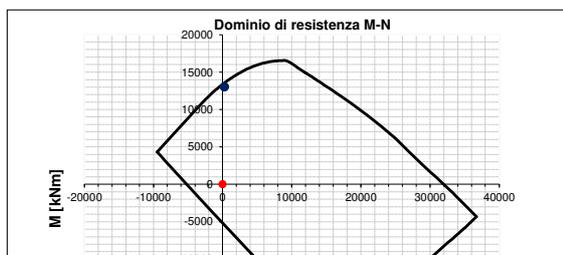
	SLU	SLV	
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	0,0	13013,0
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0,0	-270,0

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV	
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	13371,4	13563,1
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	#DIV/0!	1,04

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV	
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



PILA 48+32 - TELAIO - MOMENTO POSITIVO

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0,0	0,0	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	0,0	0,0	0,0
SLV	104,0	5573,0	5665,0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	80
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	215
Altezza utile della sezione	d [cm]	209
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	17200

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0
Diametro	φ [mm]	32	32
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6,1	10,9
Area strato	A _s [cm ²]	80,42	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,481%	

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0
Diametro	φ [mm]	32	32
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6,1	10,9
Area strato	A _s ' [cm ²]	80,42	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,481%	

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	14	0
Numero bracci	n _{st}	6	0
Passo	s _w [cm]	20	0
Inclinazione	α [deg]	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	46,18	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	RCK	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,45

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30
--------------------------------------	-----------------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale

	σ [Mpa]	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	0,00	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	0,00	< 360

Verifica di fessurazione

	w _d [mm]	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	0,000	0,300
Combinazione SLE Frequente	0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	5665,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	624,88
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	0,11

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	1,7
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	5626
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	5626
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	5626
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	0,99

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

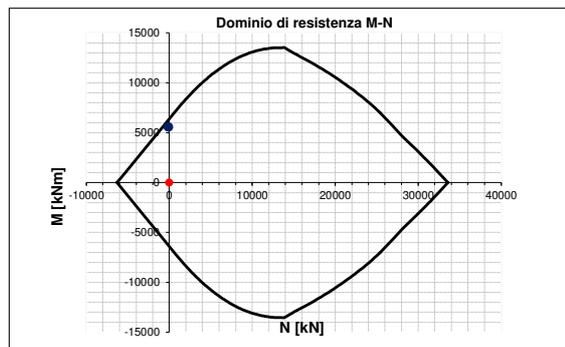
	SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	0,0
Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	104,0

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	6400,0
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	#DIV/0!

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	7,84



9.2.4 Verifica Mensola

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche effettuate per la parte rastremata a sbalzo della pila.

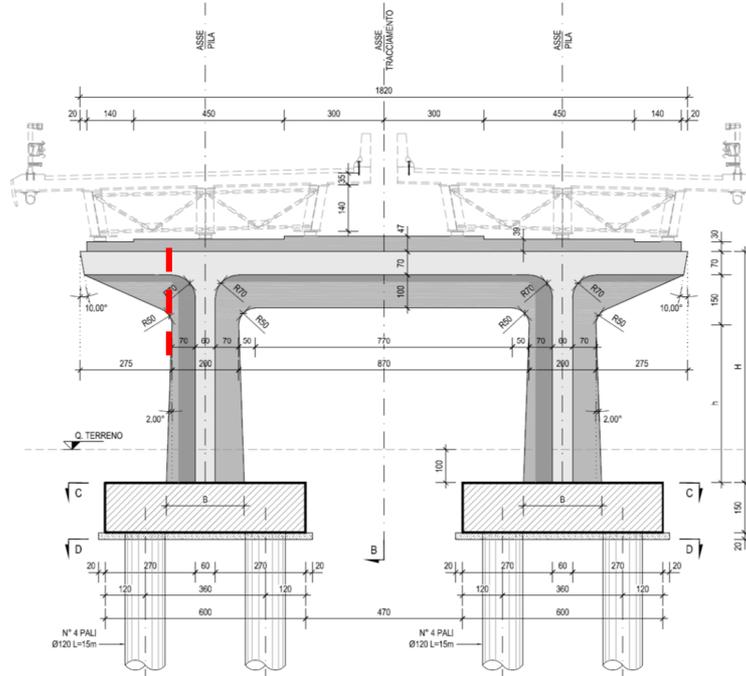


Figura 79 – Sezioni di verifica del trasverso della pila

La verifica effettuata è quella prevista per la resistenza degli elementi tozzi (Paragrafo C4.1.2.1.5 della Circolare 02.02.2009).

La verifica è stata fatta ipotizzando agenti i due meccanismi tirante-puntone, sia quello con il tirante orizzontale che quello con tirante obliquo.

Riferimento C4.1.2.1.5

y=	37	deg	0,645444444	fcd=	18,13	MPa
a=	2000	mm		fyd=	391,3	MPa
d=	2000	mm				
dii=	840	mm				
b=	800	mm				
c=	1,5					
α=	30	deg	0,523333333	rad		
l=	2400					
λ=	1,3333333					

I Meccanismo		II Meccanismo			
Φ=	32	mm	Φ=	26	mm
n=	21		n=	8	
As	16880,6	mmq	As	4245,3	mmq

Ped=	5545	kN
Hed=	0	kN

PRs=	4954,0	kN	
Prc=	6265,7	kN	OK!

II Meccanismo			
ΔPr=	830,2	kN	
ΔPrc=	1406,0	kN	OK!

cot(y)=	1,33
cot(y)=	1,33

deriva da y
deriva da l e d

Pr=	5618,2	kN	VERIFICATO
-----	--------	----	------------

9.3 Pile sostenenti campate 48+48m

9.3.1 Sollecitazioni risultanti

In tale paragrafo si riporteranno le verifiche strutturali effettuate per le pile che sostengono campate da 48m.

Qui di seguito si riportano i diagrammi degli involuipi delle sollecitazioni sulla pila

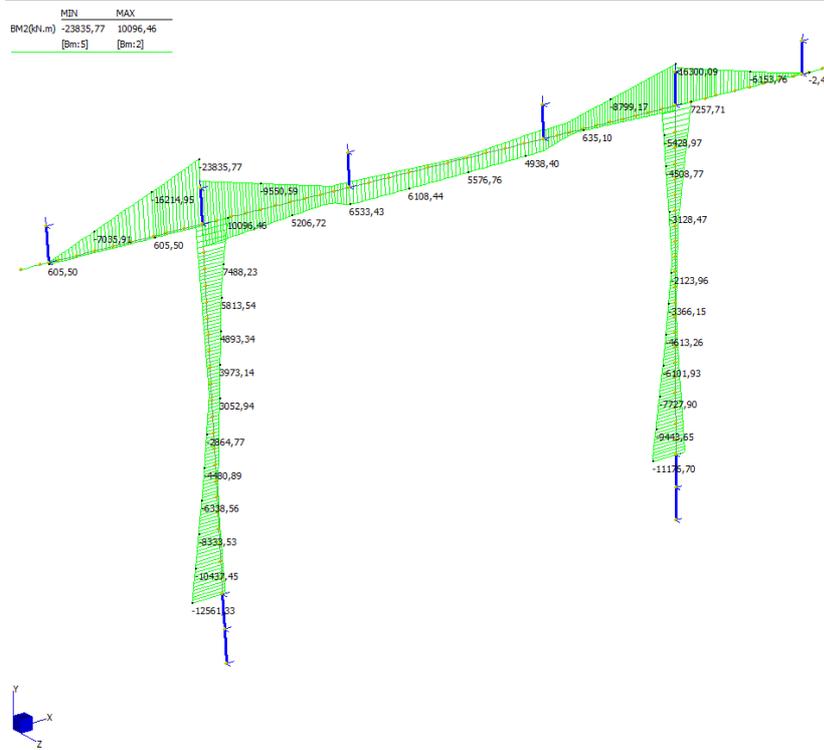


Figura 80 – Involuppo diagramma del momento flettente

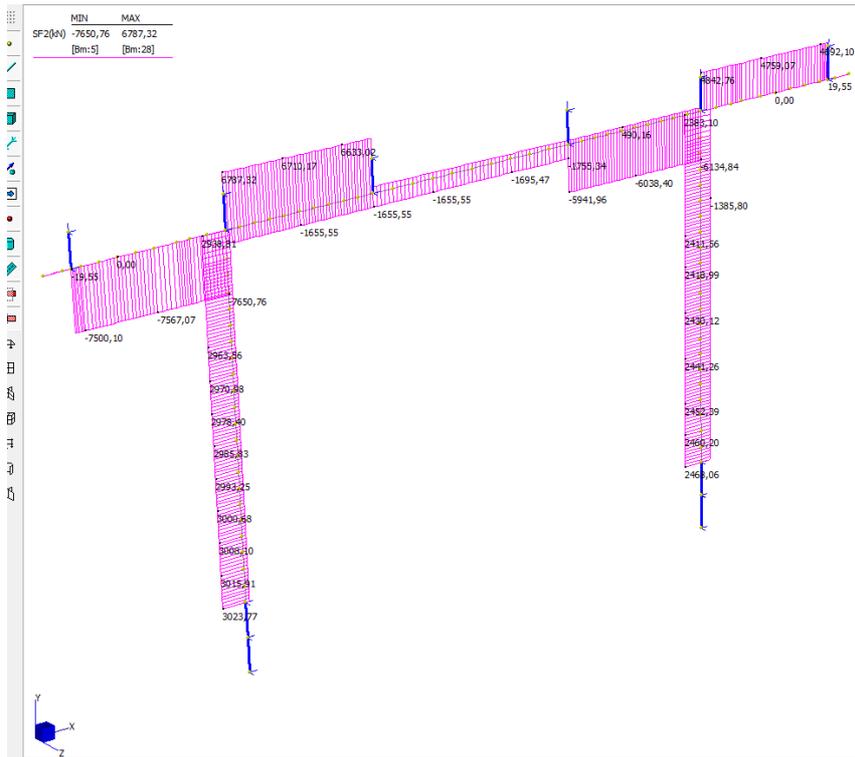


Figura 81 – Involuppo diagramma dell'azione tagliante

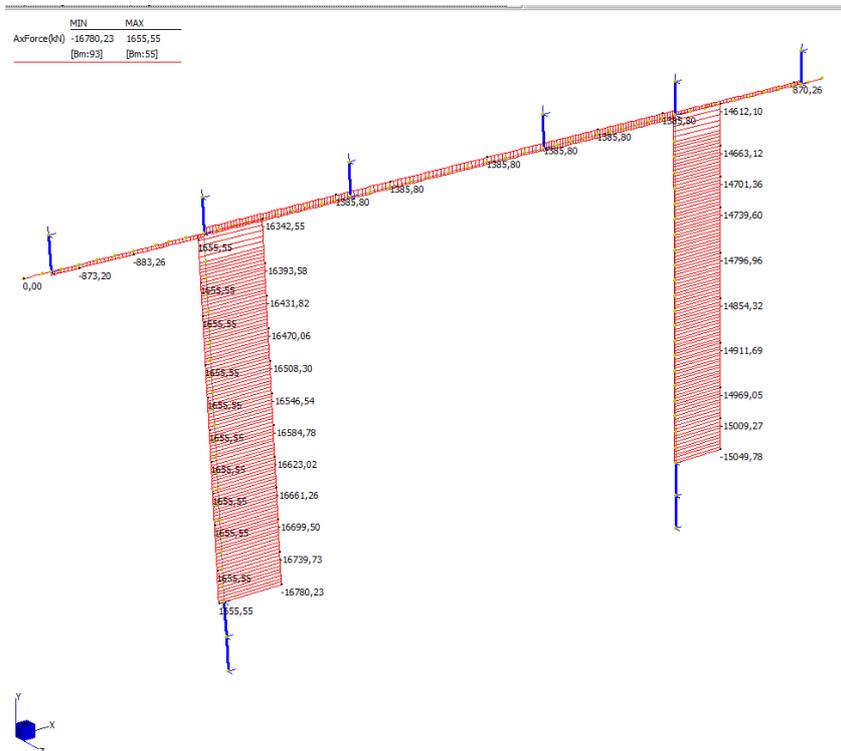


Figura 82 – Involuppo diagramma dell'azione assiale

9.3.2 Verifica Fusto

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche effettuate per il fusto della pila.

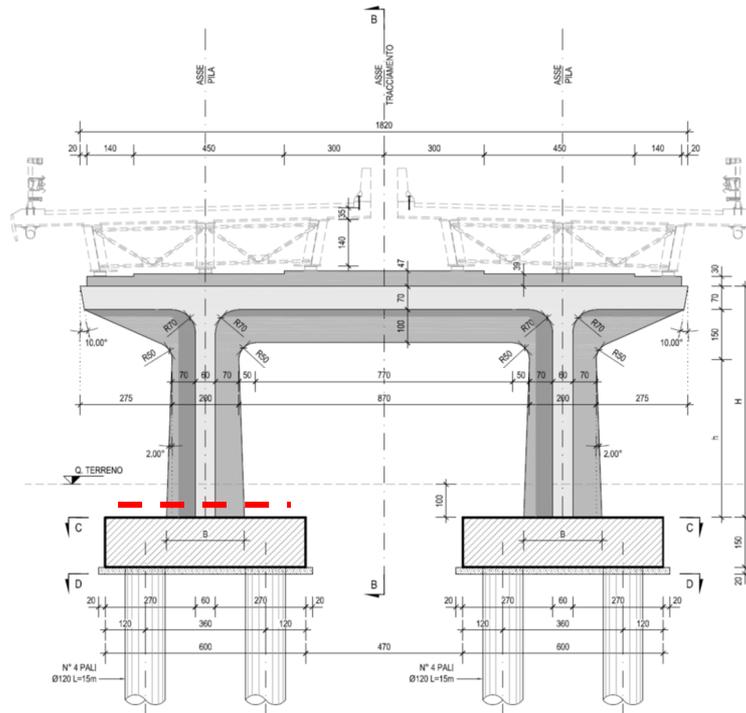


Figura 83 – Sezione di verifica del fusto della pila

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0,0	0,0	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	0,0	0,0	0,0
SLV	-7932,0	12561,0	3023,0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	80
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	235
Altezza utile della sezione	d [cm]	227
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	18800

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	8	0
Diametro	φ [mm]	26	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5,8	9,7
Area strato	As [cm ²]	42,47	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,467%	

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	8	0
Diametro	φ [mm]	26	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5,8	9,7
Area strato	As' [cm ²]	42,47	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,467%	

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	12	0
Numero bracci	n _{br}	4	0
Passo	s _w [cm]	25	0
Inclinazione	α [deg]	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	18,10	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	RCK	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,45

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30
--------------------------------------	-----------------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale

	σ [Mpa]	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	0,00	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	0,00	< 360

Verifica di fessurazione

	w _d [mm]	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	0,000	0,300
Combinazione SLE Frequente	0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	3023,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	-7932,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	1531,93
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	0,51

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	5962
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	3621
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	3621
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	1,20

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

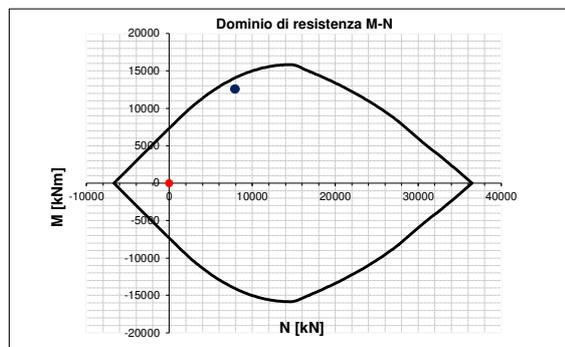
	SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	0,0
Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	-7932,0

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	7345,7
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	#DIV/0!

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-



9.3.3 Verifica Traverso

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche effettuate per il traverso collegante i due fusti della pila.

In particolar modo si esegue dapprima la verifica nella sezione di massima sollecitazione sull'appoggio della pila e successivamente la verifica in mezzeria del traverso.

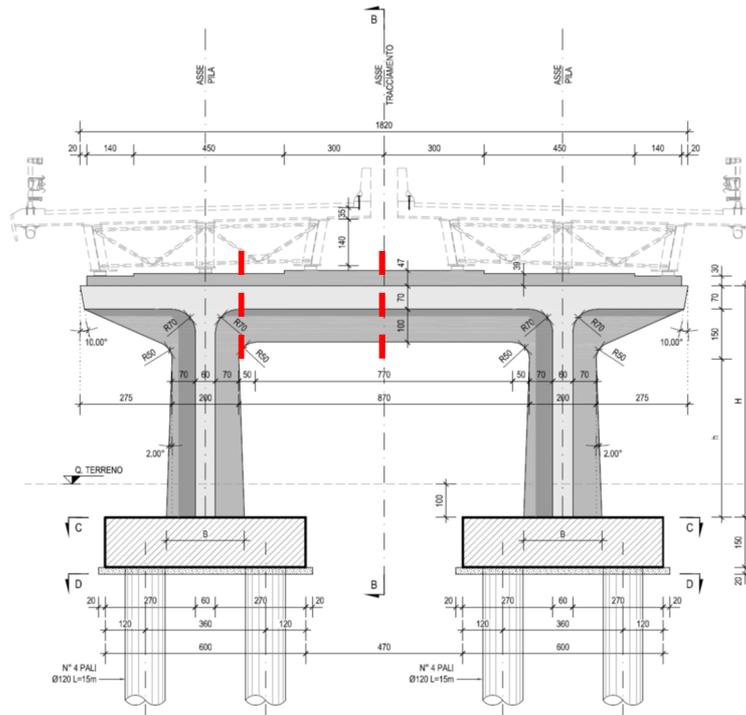


Figura 84 – Sezioni di verifica del traverso della pila

PILA 48+48 - TELAIO

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	0,0	0,0	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	0,0	0,0	0,0
SLV	-249,0	14791,0	4783,0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	80
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	255
Altezza utile della sezione	d [cm]	247
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	20400

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10	10	0
Diametro	φ [mm]	32	32	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6,1	10,9	0,0
Area strato	A _s [cm ²]	80,42	80,42	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,816%		

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	8	8	0
Diametro	φ [mm]	32	32	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6,1	10,9	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	64,34	64,34	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,653%		

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	12	0	0
Numero bracci	n _{st}	4	0	0
Passo	s _w [cm]	20	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	22,62	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	RCK	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,45

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30
--------------------------------------	-----------------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale

	σ [Mpa]	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	0,00	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	0,00	< 360

Verifica di fessurazione

	w _d [mm]	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	0,000	0,300
Combinazione SLE Frequente	0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	4783,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	-249,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	898,74
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	0,19

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	5214
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	4909
Resistenza a taglio di progetto	V _{rd} [kN]	4909
Coefficiente di sicurezza	V _{rd} /V _{sd}	1,03

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

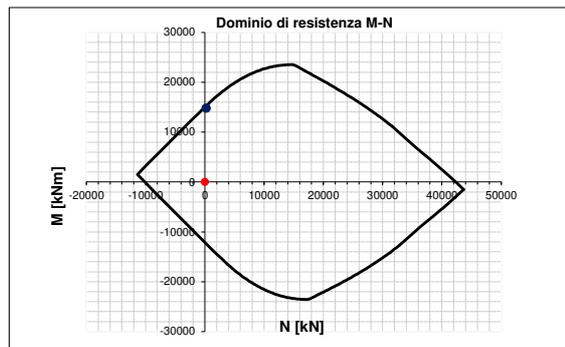
	SLU	SLV	
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	0,0	14791,0
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0,0	-249,0

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV	
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	15007,6	15294,5
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	#DIV/0!	1,03

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV	
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



9.3.4 Verifica Mensola

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche effettuate per la parte rastremata a sbalzo della pila.

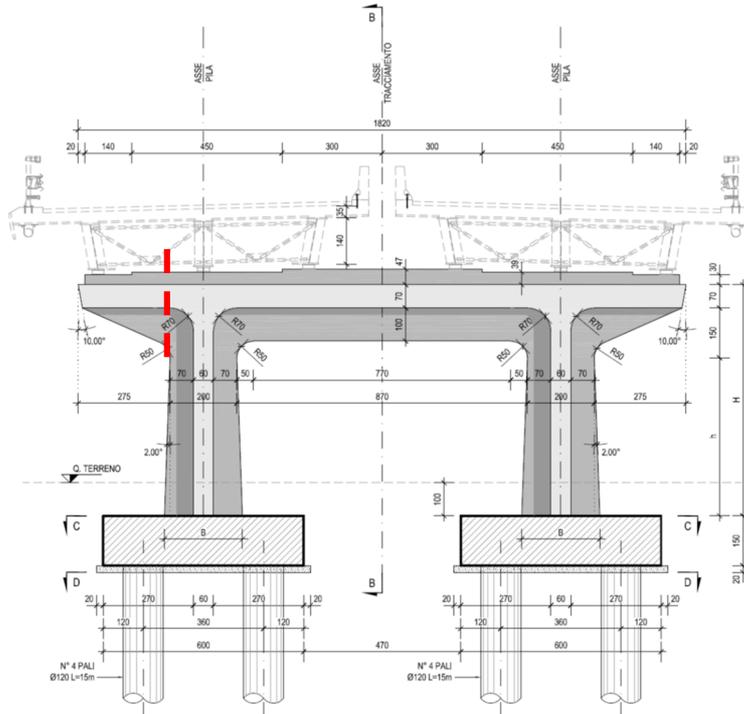


Figura 85 – Sezioni di verifica del trasverso della pila

La verifica effettuata è quella prevista per la resistenza degli elementi tozzi (Paragrafo C4.1.2.1.5 della Circolare 02.02.2009).

La verifica è stata fatta ipotizzando agenti i due meccanismi tirante-puntone, sia quello con il tirante orizzontale che quello con tirante obliquo.

Riferimento C4.1.2.1.5

48+48

y=	37	deg
a=	2000	mm
d=	2400	mm
dii=	840	mm
b=	800	mm
c=	1,5	
α=	30	deg
l=	2480	
λ=	1,1481481	

fcd=	18,13	MPa
fyd=	391,3	MPa

I Meccanismo

Φ=	32	mm
n=	25	

II Meccanismo

Φ=	26	mm
n=	12	

Ped=	7650	kN
Hed=	0	kN

As	20096,0	mmq
As	6367,9	mmq

i	81,9	kg/mc
i	74,2	kg/mc

i _{tot}	156,1	kg/mc
------------------	-------	-------

PRs=	6848,9	kN
Prc=	9009,3	kN

OK!

II Meccanismo

ΔPr=	1245,3	kN
ΔPrc=	1406,0	kN

OK!

cot(y)=	1,33
cot(y)=	1,15

deriva da y
deriva da l e d

Pr=	7845,2	kN
-----	--------	----

VERIFICATO